



**M** 2014

# **ESTUDO COMPARATIVO DE PILARES TESTADOS EXPERIMENTALMENTE EM FLEXÃO CÍCLICA BIAxIAL**

**ELISABETE SOFIA MARQUES CORREIA**  
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA  
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM  
ÁREA CIENTÍFICA

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha família

*A dúvida é o princípio da sabedoria.*

*Aristóteles*



## AGRADECIMENTOS

A minha estadia na cidade do Porto surge de um grande sonho. Sonho esse de ser engenheira civil e estudar nesta faculdade que tanto me orgulho. No seio da minha família, amigos e professores que me acompanharam, eu tive a sorte de aprender a valorizar cada decisão, cada etapa conseguida e cada alegria que a vida proporciona. Como tal, é com todo esse carinho e especial agradecimento que faço uma pública homenagem a todos aqueles que, de alguma forma fizeram parte do meu percurso académico, contribuindo para a minha felicidade. Em especial:

Ao Professor Nelson Vila Pouca, pelo apoio incondicional dado ao longo destes meses de trabalho, pela sua calma, paciência, inteligência e capacidade excecional para instruir. Também, por todos os conhecimentos partilhados, não só importantes para a concretização da minha dissertação, bem como para um futuro próximo. Levo comigo na bagagem da vida o ensinamento: “Não basta saber, é preciso também aplicar; não basta querer, é preciso também fazer”. *Johann Goethe*;

Ao Professor António Arêde por todo o apoio disponibilizado, pela sua presença e dedicação na preparação e realização dos ensaios no laboratório, assim como nos conhecimentos partilhados ao longo deste trabalho;

Ao André Furtado, pelos dados fornecidos e imprescindíveis na realização da minha dissertação, como também pela partilha de pesquisa relativa ao tema, com especial relevância para o estudo realizado. Por todo o apoio prestado durante a realização da minha dissertação;

Ao senhor Valdemar e equipa do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural, por todo o apoio e dedicação no trabalho desenvolvido, para a preparação e realização dos ensaios;

Ao Ricardo, pela pessoa corajosa, lutadora, persistente e inteligente a qual admiro e agradeço por estes cinco anos de apoio e companheirismo. Foi uma longa e dura caminhada a qual tenho hoje a certeza que não seria capaz de a realizar sozinha. Todos os momentos partilhados me deram força e ânimo para continuar. Por isso, com todo o meu amor agradeço do fundo do coração;

Aos meus amigos e colegas de faculdade, por todos os momentos partilhados, pela amizade demonstrada ao longo destes anos e por todo o apoio dado tanto nos momentos de maior dificuldade, como nos momentos de alegria e vitórias partilhados;

Aos meus pais, por toda a dedicação e empenho demonstrados em todo o meu percurso pessoal e académico. Em especial, à minha mãe pela pessoa extraordinária que é e por todo o apoio incondicional, conselhos e a enorme força transmitida para atingir os meus objetivos. Tudo aquilo que sou, ou pretendo ser devo a ti, Mãe;

Aos meus três irmãos que eu tanto adoro, pela paciência, apoio, carinho e preocupação demonstrados ao longo destes anos. Sem dúvida que representam tudo para mim. Crescemos juntos e unidos e espero um dia poder recompensar-vos pelas minhas sucessivas ausências;

Aos meus tios, madrinha e avós por todo o interesse no meu sucesso, apoio e carinho dado, sem nunca estar à espera de nada em troca. A todos vós um muito obrigado.



## **RESUMO**

Os conhecimentos atuais relativamente à modelação de pilares de betão armado sob flexão desviada cíclica com carga axial, ainda está muito aquém dos conhecimentos adquiridos até então sobre a modelação de pilares de betão armado sob flexão simples. De facto, as diretrizes internacionais já aceitam a análise não linear (estática e dinâmica) para a avaliação do comportamento sísmico das estruturas existentes e conceção de novas, como por exemplo o Eurocódigo 8 (CEN 2010). No entanto, os modelos biaxiais disponíveis não são maduros o suficiente para ser incorporado em padrões de código, como são agora, os modelos globais simplificados uniaxiais.

O principal objetivo deste trabalho centra-se na análise e avaliação da modelação numérica de seis pilares de betão armado, sujeitos a flexão cíclica biaxial com carregamento axial constante. Sendo que, dois pilares são originais, o primeiro com carregamento monotónico e o segundo com carregamento cíclico biaxial. Os restantes quatro pilares foram reparados e reforçados com diferentes soluções de reforço. Com os modelos numéricos pretende-se realizar uma análise comparativa com os ensaios experimentais realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE), inseridos no projeto cofinanciado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), sobre Avaliação Estrutural e Reforço de Pilares de Betão Armado sob Ação Cíclica Horizontal Biaxial.

O programa utilizado para a modelação numérica dos pilares tem como estratégia a análise não linear considerando a não linearidade distribuída ao longo dos elementos, através da discretização da secção transversal do elemento em fibras, para a representação do comportamento biaxial com carga axial constante dos pilares ensaiados experimentalmente. Foram adotadas várias estratégias de calibração dos modelos numéricos, de modo que a resposta obtida representasse da melhor forma os resultados experimentais. Os critérios de análise dos resultados permitem demonstrar adequadamente a resposta numérica em termos de força e drift, envolventes força-drift, evolução da energia dissipada acumulada e degradação de rigidez. Apesar da resposta numérica acompanhar a resposta experimental dos pilares estudados, algumas dificuldades inerentes à calibração dos modelos foram sentidas no que respeita à degradação de resistência, rigidez inicial dos primeiros ciclos de carregamento e na evolução da energia dissipada.

Findo, um ensaio experimental de um pilar de betão armado com reforço com tiras de fibras de carbono foi realizado no LESE, inserido no âmbito deste estudo e realizado para dar resposta a dúvidas que surgiram na conceção deste pilar original, que foi reparado e reforçado com a solução de reforço indicada, para ser novamente ensaiado. O ensaio experimental não só veio enriquecer o trabalho desenvolvido, bem como deu origem ao estudo numérico realizado para comparação dos resultados experimentais obtidos. Os critérios de estudo para a análise de resultados numéricos é exatamente os mesmos que os enunciados anteriormente. No entanto, os resultados experimentais permitiram um análise mais profunda dos critérios de estudo, como por exemplo índice de dano e deslocamento de cedência. As dificuldades sentidas na calibração do modelo foram as mesmas ocorridas nos restantes pilares de betão armado originais e reforçados.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pilares de betão armado, carregamento cíclico biaxial, reforço sísmico, ensaios experimentais biaxiais, modelos numéricos não lineares com distribuição; modelos de secção em fibras.





## **ABSTRACT**

The current knowledge about the modelling of RC columns subjected to biaxial load is still far short of the knowledge acquired so far on the modeling of reinforced concrete columns under uniaxial load. In fact, some international guidelines already accept the non-linear analysis (static and dynamic) in order to evaluate the seismic behaviour of existing structures and design of new structures, such for example the Eurocode 8 (CEN 2010). However, the available biaxial models aren't mature enough to be incorporated into codes standards, as it is now, with the case of uniaxial simplified global models.

The main objective of the present work focuses on the modelling analysis and evaluation of 6 RC columns that were submitted to biaxial cyclic loads and constant axial load. Two of them were original columns and the rest were previously tested. After being tested, the columns were repaired and submitted to different retrofit strategies in order to evaluate efficiency of each one comparing with the results of the original one. With the numerical models it can be done a comparative analysis with performed experimental tests in the Laboratory of Earthquake and Structural Engineering (LESE) of the Engineering Faculty of Porto University about the structural evaluation and strengthening of RC columns under biaxial horizontal cyclic loading.

The software used for the numerical modelling of the RC columns were SeismoStruct and this program uses the strategy of considering the nonlinearity distribution of the elements through the discretization of the cross section of the element with fibers, to represent the biaxial behaviour of the RC columns. Several different calibration strategies have been adopted with the main purpose of obtain the best experimental results. The analyzing criteria of the results present adequately the numeric response in terms of shear-drift, shear-drift envelopes, accumulated energy dissipation and stiffness degradation. Although the numeric response follow the experimental obtained results, some inherent difficulties of calibration of the models were experienced in terms of strength degradation, initial stiffness of the initial cycles and in the energy dissipation evolution.

Finally, one experimental test of one RC column retrofitted with CFRP plates jacketing was performed in LESE, included in this study with the main of clarify some questions that emerged in the retrofit design process. This column was repaired and retrofitted with this solution, and after that was tested. This experimental test came not only enhance the work but also to give the opportunity to the numerical modelling in order to compare with the experimental results. The criteria of this study for the numerical analysis were exactly the same as those listed before. However, the experimental results have allowed to a more detailed analysis, such for example damaged index and yielding displacement determination. The difficulties during the modelling process were the same that occurred in the remaining original and retrofitted RC columns.

**KEYWORDS:** RC columns, Biaxial load, Retrofit techniques, Experimental tests, numerical modelling; fiber section models, CFRP plates jacketing.



<b>Agradecimentos</b> .....	i
<b>Resumo</b> .....	iii
<b>Abstract</b> .....	v
<b>1. Introdução</b> .....	1
1.1. Enquadramento .....	1
1.2. Objetivos .....	2
1.3. Organização da Dissertação .....	3
<b>2. Campanha experimental – sistema de ensaio e descrição dos pilares</b> .....	5
2.1. Introdução .....	5
2.2. Descrição do Sistema de Ensaio .....	5
2.3. Descrição dos Pilares .....	9
2.4. Materiais .....	10
2.4.1. Propriedades do Betão .....	11
2.4.2. Propriedades do Aço .....	11
2.5. Configuração e características dos ensaios cíclicos dos Pilares .....	12
<b>3. Modelação Numérica – validação experimental com pilares originais</b> .....	15
3.1. Introdução .....	15
3.2. Metodologia adotada na modelação numérica dos ensaios experimentais .....	16
3.3. Propriedades do material .....	18
3.3.1. Lei constitutiva do betão .....	19
3.3.2. Lei constitutiva do Aço .....	20
3.4. Validação experimental com pilares originais .....	22
3.4.1. Pilar original com carregamento monotónico uniaxial – PC01-N01 .....	23
3.4.1.1. Relação entre Força-Drift .....	23
3.4.1.2. Degradação de rigidez .....	25
3.4.2. Pilar original com carregamento cíclico biaxial – PC12-N05 .....	27
3.4.2.1. Relação entre Força e Drift .....	27
3.4.2.2. Energia dissipada acumulada .....	30
3.4.2.3. Degradação de rigidez .....	31

<b>4. Modelação Numérica dos ensaios dos pilares reforçados</b>	33
<b>4.1. Introdução</b>	33
<b>4.2. Descrição dos Pilares reforçados</b>	34
4.2.1. Pilar reforçado – PC12-N03R	36
4.2.2. Pilar reforçado – PC12-N04R	37
4.2.3. Pilar reforçado - PC12-N06R	38
<b>4.3. Descrição do Pilar reforçado PC12-N05RA</b>	39
<b>4.4. Metodologia adotada na modelação numérica dos ensaios experimentais</b>	43
4.4.1. Modelação numérica do pilar reforçado PC12-N03R	44
4.4.2. Modelação numérica do pilar reforçado PC12-N04R	44
4.4.3. Modelação numérica do pilar reforçado PC12-N05RA	45
4.4.4. Modelação numérica do pilar reforçado PC12-N06R	46
<b>4.5. Apresentação e discussão de resultados</b>	47
4.5.1. Pilar PC12-N03R	48
4.5.1.1. Relação entre Força-Drift	48
4.5.1.2. Energia dissipada acumulada	50
4.5.1.3. Degradação de rigidez	51
4.5.2. Pilar PC12-N04R	52
4.5.2.1. Relação entre Força-Drift	52
4.5.2.2. Energia dissipada acumulada	55
4.5.2.3. Degradação de rigidez	56
4.5.3. Pilar PC12-N05RA	57
4.5.3.1. Relação entre Força-Drift	57
4.5.3.2. Energia dissipada acumulada	60
4.5.3.3. Degradação de rigidez	61
4.5.4. Pilar PC12-N06R	62
4.5.4.1. Relação entre Força-Drift	62
4.5.4.2. Energia dissipada acumulada	64
4.5.4.3. Degradação de rigidez	65
<b>5. Conclusões e desenvolvimentos futuros</b>	67
<b>Bibliografia</b>	71

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Configuração de ensaio no LESE adaptado de (LESE 2014).	6
Figura 2.2 – a) Esquema geral do ensaio; b) Vista geral o ensaio.	6
Figura 2.3 – Ligação das sapatas dos provetes e os pórticos de reação metálicos à laje de Betão armado.	7
Figura 2.4 – Atuador Vertical e placas metálicas deslizantes.	7
Figura 2.5 – a) Quadro 1 e Quadro 2 b) Quadro 3.	8
Figura 2.6 – Esquema representativo da disposição dos LVDT's, (LESE, 2014).	9
Figura 2.7 – Geometria e armadura dos pilares (LESE, 2014).	10
Figura 2.8 – Curvas de Tensão-Deformação do aço - Pilares PC_N01_N06 (LESE 2014).	11
Figura 2.9 – Lei de deslocamentos para carregamentos cíclicos.	13
Figura 2.10 – Lei de deslocamentos para carregamentos cíclicos.	13
Figura 3.1 – Modelo de fibras do elemento.	16
Figura 3.2 – Modelo de fibras do elemento com não linearidade distribuída –a) representação esquemática; b) modelo obtido pelo SeismoStruct (SeismoSoft, 2007).	18
Figura 3.3 – Discretização do elemento em fibras (SeismoSoft 2007).	18
Figura 3.4 – Proposta de (Mander, Priestley e Park, 1988) - (Rodrigues V., 2005).	19
Figura 3.5 – Proposta de (Menegotto e Pinto, 1973) - (Rodrigues V., 2005)	21
Figura 3.6 – Curva força-drift do pilar PC01-N01.	24
Figura 3.7 – Ensaio PC01-N01: a) 1% de drift; b) 4% de drift (LESE, 2014).	25
Figura 3.8 – Definição do deslocamento de cedência adaptado de (Rodrigues H., 2012).	26
Figura 3.9 – Degradação de rigidez do pilar PC01-N01.	26
Figura 3.10 – Curvas histeréticas força-drift do pilar PC12-N05: a) segundo a direção X com $a_1=18.5$ ; b) segundo a direção Y com $a_1=18.5$ .	28
Figura 3.11 – Curvas histeréticas força-drift do pilar PC12-N05: a) segundo a direção X com $a_1=19$ ; b) segundo a direção Y com $a_1=19$ .	28
Figura 3.12 – Envoltórias força-drift do pilar PC12-N05: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.	29
Figura 3.13 – Ensaio PC12-N05: a) 1% de drift; b) 3% de drift (LESE, 2014).	30
Figura 3.14 – Energia dissipada acumulada do pilar PC12-N05 – a) parâmetro $a_1$ com valor de 18.5;	30
Figura 3.15 – Degradação de rigidez do pilar PC12-N05: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.	32
Figura 4.1 – Processo de reparação da armadura transversal dos pilares: a) delimitação da área de reparação; b) Remoção e limpeza do betão e das armaduras danificadas; c) Colocação de armaduras longitudinais adicionais soldadas às existentes; d) Aplicação da cofragem de madeira; e) micro betão pré misturado modificado; f) Aspeto final do pilar (LESE, 2014).	35
Figura 4.2 – Técnicas de reforço: a) Aumento da armadura transversal (PC12-N03R); b) mantas de fibras de carbono (PC12-N04R); c) Barras de aço (PC12-N03R) (LESE, 2014).	36
Figura 4.3 – Pilar reforçado com aumento da armadura transversal: a) Representação esquemática; b) Pilar real PC12-N03R (LESE, 2014).	37
Figura 4.4 – Pilar reforçado com mantas de fibras de carbono: a) Representação esquemática; b) Pilar real PC12-N04R (LESE 2014).	38
Figura 4.5 – Pilar reforçado com barras de aço: a) Representação esquemática; b) Pilar real PC12-N06R	39
Figura 4.6 – Curvas de Tensão-Deformação dos varões de aço de 12 mm de diâmetro do pilar	40
Figura 4.7 – Curvas de Tensão-Deformação dos varões de aço de 6 mm de diâmetro do pilar	40
Figura 4.8 – Emendas de armaduras utilizadas no pilar PC12-N05RA.	41

Figura 4.9 – Reparação do Pilar PC12-N05RA: a) colocação das armaduras das soldaduras; b) colocação da armadura transversal; c) colocação da cofragem de madeira; d) Betonagem do pilar; e) cura do betão; f) colocação das tiras de CFRP. ....	42
Figura 4.10 - Pilar reforçado com tiras CFRP: a) Representação esquemática; b) Pilar real PC12-N05RA.....	43
Figura 4.11 – Curva histerética força-drift do pilar PC12-N03R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y. ....	48
Figura 4.12 - Envolventes força-drift do pilar PC12-N03R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y. ....	49
Figura 4.13 – Ensaio PC12-N03R: a) 1% de drift; b) 3% de drift (LESE, 2014). ....	50
Figura 4.14 – Energia dissipada acumulada do pilar PC12-N03R. ....	50
Figura 4.15 – Degradação de rigidez do pilar PC12-N03R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y. ....	52
Figura 4.16 – Curvas histeréticas força-drift do pilar PC12-N04R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.....	53
Figura 4.17 – Envolventes força-drift do pilar PC12-N04R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y. ....	54
Figura 4.18 – Ensaio PC12-N04R: a) 1% de drift; b) 3% de drift (LESE, 2014). ....	55
Figura 4.19 – Energia dissipada acumulada do pilar PC12-N04R. ....	55
Figura 4.20 – Degradação de rigidez do pilar PC12-N04R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y. ....	56
Figura 4.21 – Curvas histeréticas força-drift do pilar PC12-N05RA (parâmetros iniciais): a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y. ....	57
Figura 4.22 – Curvas histeréticas força-drift do pilar PC12-N05RA (parâmetros alterados): a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.....	58
Figura 4.23 – Envolventes força-drift do pilar PC12-N05RA: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y. ....	59
Figura 4.24 – Ensaio PC12-N05RA: a) 1% de drift; b) 3% de drift.....	60
Figura 4.25 – Energia dissipada acumulada do pilar PC12-N05RA. ....	60
Figura 4.26 – Degradação de rigidez do pilar PC12-N05RA: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y. ....	61
Figura 4.27 – Curvas histeréticas força-drift do pilar PC12-N06R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.....	62
Figura 4.28 – Envolventes força-drift do pilar PC12-N06R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y. ....	63
Figura 4.29 – Ensaio PC12-N06R: a) 1% de drift; b) 3% de drift (LESE 2014). ....	64
Figura 4.30 – Energia dissipada acumulada do pilar PC12-N06R. ....	64
Figura 4.31 – Degradação de rigidez do pilar PC12-N06R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y. ....	65

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1. – Resultados dos ensaios à compressão da série PC_N01_N06.....	11
Quadro 2.2. – Propriedades mecânicas do Aço da classe A400.....	12
Quadro 2.3. – Propriedades mecânicas do Aço utilizado nos Pilares da série PC_N01_N06.....	12
Quadro 2.4. – Especificações e características de carregamento dos ensaios em estudo.....	12
Quadro 3.1. – Parâmetros mecânicos do betão para a modelação numérica.....	19
Quadro 3.2. – Parâmetros mecânicos do aço para a modelação numérica.....	21
Quadro 4.1. – Especificações e características de carregamento dos pilares reforçados. ....	34
Quadro 4.2. – Propriedades do CFRP. ....	37
Quadro 4.3. – Propriedades das mecânicas do aço. ....	41
Quadro 4.4. – Parâmetros mecânicos do betão com reforço. ....	44
Quadro 4.5. – Parâmetros mecânicos do betão reforçado com mantas de fibras de carbono.....	45
Quadro 4.6. – Parâmetros mecânicos do betão reforçado com tiras de fibras de carbono. ....	46
Quadro 4.7. – Parâmetros mecânicos do betão reforçado com barras de aço. ....	47





# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO

O comportamento das estruturas quando sujeitas a uma dada ação sísmica deve ser encarada de extrema importância na medida em que, os efeitos podem conduzir à ruína de muitas estruturas de edifícios, em particular para sismos de grande intensidade. A título de exemplo os sismos recentes ocorridos e de grande intensidade, sismo de Loma Prieta e Northridge nos Estados Unidos da América, e o sismo de Kobe no Japão, ocorreram efetivamente em países avançados tecnologicamente, no entanto contribuíram para o avanço nos estudos na área da Engenharia Sísmica, visto que provocaram grandes danos ao nível das construções (Vila Pouca, 2001), (Delgado, 2009).

Dos estudos que têm vindo a ser desenvolvidos, os efeitos ocorrem essencialmente devido a problemas ao nível dos elementos estruturais e não estruturais, deficiências ao nível das armaduras, o que pode revelar mau confinamento do betão no núcleo (por exemplo em paredes estruturais de edifícios correntes). Por outro lado, os efeitos que podem contribuir para a ruína das estruturas ocorrem essencialmente devido a problemas de ligação pilar-viga, corte e/ou flexão dos pilares dos edifícios. Isto deve-se principalmente à reduzida capacidade dos pilares em se deformar (ductilidade), à encurvadura da armadura longitudinal dos pilares, reduzida quantidade de armadura longitudinal, que se reflete pela plastificação da armadura em fase de formação das primeiras fendas e ainda pela má execução das emendas, para o caso de pilares reforçados com diferentes soluções de reforço. A encurvadura dos varões longitudinais de um pilar acontece devido ao facto da insuficiente cintagem dos mesmos, isto é, reduzida armadura transversal presente nos pilares. Todos estes aspetos mencionados para o mau desempenho das estruturas, reúnem algumas das razões concretas referidas em (Rodrigues V., 2005), (Vila Pouca, 2001).

A maioria das estruturas construídas há poucas décadas em regiões com alguma atividade sísmica foram projetadas para respeitarem as regulamentações próprias, de modo a assumirem um bom comportamento a nível global. Não obstante, carecem de verificações mais específicas para a resistência das secções, para que pudessem garantir face aos sismos um bom comportamento em termos de rigidez e de ductilidade. A ductilidade permite que os elementos estruturais sejam dotados de mecanismos de dissipação de energia, sem perdas significativas de resistência dos elementos perante ações cíclicas alternadas com cargas axiais em simultâneo (Varum, 1995), (Rodrigues, Arêde, Varum e Costa, 2010). Sendo esta análise tão complexa, pressupõe análise do comportamento não linear dos materiais. Os regulamentos atuais, como por exemplo o Eurocódigo 8 (CEN, 2010), preconizam a resposta elástica das estruturas para o dimensionamento sísmico, afetadas de um coeficiente de comportamento que visa simular o comportamento não linear material. Os resultados obtidos são ainda pouco precisos, daí a importância de se realizar em estudos mais rigorosos de análise

da resposta sísmica de estruturas, para que de uma forma mais segura e económica as estruturas novas sejam bem dimensionadas aos sismos e as estruturas existentes sejam avaliadas quanto à necessidade de reforço (Rodrigues, Campos, Romão, Arêde, Varum e Costa, 2012).

Os ensaios experimentais permitem aprofundar os conhecimentos sobre o comportamento dos elementos estruturais para ações sísmicas, quando sujeitos a cargas numa direção, ou em duas direções, com carga axial constante e/ou variável (Delgado P., Monteiro, Arêde, Vila Pouca, Delgado R., Costa, 2011). Da mesma forma, os ensaios experimentais em pilares reforçados, permitem minimizar o desempenho de diferentes tipos de reforço de pilares de edifícios correntes, de forma a minimizar as catástrofes que podem causar os sismos (Delgado P., Arêde, Vila Pouca, Rocha, Costa e Delgado R., 2011), (Rocha, Delgado P., Rodrigues, Santos, Arêde, Vila Pouca, Costa e Delgado R., 2006).

Por outro lado, uma evolução no âmbito deste tema, trata-se da modelação numérica dos elementos estruturais, tanto para cargas uniaxiais, biaxiais, com carga axial constante ou variável adaptável para todo o tipo de elementos. A simulação numérica dos elementos permite a realização de uma análise não linear, de acordo com leis estudadas por diversos autores para simulação do comportamento dos materiais em regime não linear. Com isto pretende-se uma aproximação do modelo numérico ao modelo experimental, de forma a ser possível realizar um número mínimo de ensaios experimentais, sendo os modelos numéricos capazes de reproduzir da melhor forma o comportamentos destes elementos quando sujeitos a sismos, (Delgado P., Rodrigues, Rocha, Santos, Arêde, Vila Pouca, Costa e Delgado R., 2005), (Rocha, Delgado P., Vila Pouca, Silva, Arêde, Delgado R. e Costa, 2012), (Silva, Rodrigues H., Arêde, Rocha, Monteiro, 2013).

Deste modo, vários estudos foram elaborados no âmbito do tema da análise sísmica de elementos de betão armado, com recurso a modelos numéricos, através da utilização de programas de análise do comportamento dos elementos perante uma ação sísmica. A título de exemplo recordam-se os seguintes trabalhos: (Vila Pouca, 2001), (Rodrigues V., 2005), (Delgado, 2009), (Rocha, 2011) e ainda mais recente (Rodrigues H., 2012). Estes estudos são exemplos de alguns trabalhos desenvolvidos e publicados que revelam a evolução na área da engenharia sísmica de edifícios. Portanto, o conhecimento adquirido nestes trabalhos permitem assim dar seguimento a novos projetos e a estudos mais aprofundados, com vista a dar resposta a novas situações impostas, como por exemplo o trabalho desenvolvido neste estudo inserido no projeto (LESE, 2014).

## **1.2. OBJETIVOS**

O principal objetivo do trabalho centra-se no estudo comparativo de seis pilares de betão armado originais e reforçados sob flexão cíclica biaxial, através da modelação numérica desses mesmos pilares testados experimentalmente. O estudo desenvolvido tem por base um vasto conjunto de resultados de ensaios experimentais realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural, LESE. Estes ensaios foram realizados em pilares de betão armado originais e em pilares reparados e reforçados com diferentes soluções de reforço, submetendo-se os pilares a carregamentos cíclicos nas duas direções com carga axial constante. Deste modo, o estudo centra-se principalmente na modelação dos seis pilares de betão armado sujeitos a ações horizontais biaxiais com carga axial constante, sendo que dois pilares são originais e quatro pilares são reforçados com diferentes soluções de reforço (aumento da armadura transversal, aplicação de mantas de fibras de carbono, aplicação de tiras de fibras de carbono e por último aplicação de barras de aço).

As simulações numéricas dos ensaios experimentais são realizadas com recurso a modelos de análise não linear com distribuição dos elementos, através da utilização do programa SeismoStruct (SeismoSoft, 2007), que permite reproduzir da melhor forma estes ensaios visando uma melhor interpretação dos resultados experimentais.

Por outro lado, o trabalho tem como objetivo a realização de um ensaio experimental de um pilar reparado e reforçado com uma solução de reforço com tiras de fibras, bem como a modelação deste mesmo pilar com recurso ao programa de modelação indicado anteriormente. A análise de resultados experimentais e numéricos visa comparar critérios que se destacam neste tipo de carregamentos e resulta da calibração dos modelos numéricos obtidos, em conjunto com os resultados experimentais fornecidos pelo LESE, suscetíveis de tratamentos posteriores.

Com este estudo pretende-se avaliar a eficiência dos modelos numéricos na simulação dos ensaios experimentais, bem como avaliar a eficiência da resposta numérica obtida pelo programa utilizado, na reprodução das técnicas de reforço adotadas nos pilares.

### **1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A dissertação elabora cinco capítulos, sendo o presente capítulo o primeiro da sua composição.

No Capítulo 2 será apresentado a descrição do Sistema de Ensaio presente no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) e os pilares estudados inseridos na campanha experimental, que possibilitou a concretização deste estudo. Nesta descrição são contemplados todos os equipamentos necessários para a realização dos ensaios, bem como os sistemas de aquisição, controlo e atuação. Neste capítulo são também apresentadas as características dos pilares ensaiados, em termos de secção, armaduras, materiais e propriedades dos materiais constituintes.

No Capítulo 3 serão apresentadas as leis utilizadas e o software de aplicação utilizado para os modelos de simulação numérica dos pilares originais. O capítulo elabora a apresentação do software de aplicação para a modelação propriamente dita, bem como a apresentação e justificação dos parâmetros adotados na simulação dos pilares originais estudados. É importante referir que, os pilares de betão armado originais serviram de ponto de partida para a modelação dos pilares de betão armado reforçados. Como tal, neste capítulo serão apresentados os resultados experimentais e numéricos dos pilares originais, sendo que esta apresentação contempla a análise comparativa entre resultados (experimental e numérico), de força-drift, energia dissipada acumulada e degradação de rigidez.

O Capítulo 4 contém a apresentação dos pilares reparados e reforçados com diferentes soluções de reforço executadas, incluindo a apresentação dos modelos e parâmetros adotados na simulação numérica dos mesmos. Deste modo, será efetuada uma descrição detalhada de cada solução de reforço, associada a cada modelo numérico apresentado. Por fim, é apresentada a análise dos resultados dos ensaios experimentais dos quatro pilares reparados e reforçados, realizados anteriormente no âmbito do projeto (LESE, 2014), bem como da simulação numérica destes ensaios. Sendo que, tal como no Capítulo 3, esta apresentação contempla a análise comparativa para os critérios de análise força-drift, energia dissipada acumulada e degradação de rigidez.

Note-se que, este capítulo apresenta uma componente relevante do trabalho associada ao estudo dos pilares reforçados. São ainda apresentados com mais detalhe os resultados do ensaio experimental de um dos pilares realizado no LESE no âmbito do presente trabalho, bem como da respetiva simulação numérica. A realização deste ensaio permitiu um envolvimento direto da autora nesta componente experimental, tendo acompanhado todos os trabalhos no LESE associados ao ensaio experimental.

Findo a apresentação de resultados, o Capítulo 5 será composto pelas conclusões aos dados analisados numa perspectiva de eventuais trabalhos futuros no âmbito do tema tratado.

## 2

# CAMPANHA EXPERIMENTAL – SISTEMA DE ENSAIO E DESCRIÇÃO DOS PILARES

### 2.1. INTRODUÇÃO

O conhecimento aprofundado do comportamento de pilares de betão armado reforçados sujeitos a flexão biaxial é fundamental para se poderem equacionar medidas de reforço eficientes de pilares de edifícios de betão armado tornando-os menos vulneráveis quando sujeitos a ações sísmicas. O domínio das várias técnicas de reforço torna-se cada vez mais importante para garantir a segurança da população. Com o intuito de analisar o comportamento de pilares de betão armado sob ações cíclicas biaxiais foi realizada uma extensa campanha de ensaios experimentais no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE, 2014), da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Esta campanha de ensaios inseriu-se nos trabalhos de investigação desenvolvidos no LESE, (Rodrigues H., 2012), (LESE, 2014). No âmbito do presente trabalho foi analisado um conjunto de seis pilares desta campanha de ensaios. O estudo incidiu ainda sobre a análise de quatro destes pilares que foram reforçados após os ensaios prévios e foram novamente ensaiados após o reforço.

É importante referir que os mesmos pilares originais são ensaiados numa primeira fase e, posteriormente são reabilitados e reforçados para serem novamente ensaiados. No que respeita a metodologias de reforço, estas são detalhadamente apresentadas no capítulo 4.

Deste modo, neste capítulo é exposta a configuração dos ensaios realizados, sendo descrito o Setup e instrumentação dos ensaios, seguindo-se a descrição dos pilares ensaiados nesta campanha experimental, nomeadamente, as características geométricas e dos materiais (Granja, 2010).

### 2.2. DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE ENSAIO

O ensaio de pilares de betão armado sujeitos à flexão desviada foi possível através do sistema de ensaio concebido e instalado no LESE, que permite a aplicação de cargas axiais constantes, em simultâneo com a aplicação de ações horizontais bidirecionais com grandeza e sentido variável. Acrescenta-se ainda a vantagem deste sistema na aplicação da carga axial independente das restantes ações, o que para efeitos na variação do seu ponto de aplicação e direção ao longo do ensaio, permite obter resultados sem a interferência da inclinação da carga axial (efeitos  $P-\delta$ ). “O sistema permite ensaiar pilares com uma escala razoável, de 1:2 para pilares de edifícios até 1:4 para pilares de pontes, e tem a particularidade de permitir manter a carga axial numa posição invariável.” (Delgado, 2009).

A configuração de ensaio desenvolvida no LESE é constituída por três estruturas principais, apresentadas esquematicamente em planta na Figura 2.1:

- 1) Pórtico de reação vertical metálico;
- 2) Pórtico de reação horizontal metálico;
- 3) Parede de reação horizontal em betão armado (BA), reforçada com perfis metálicos.

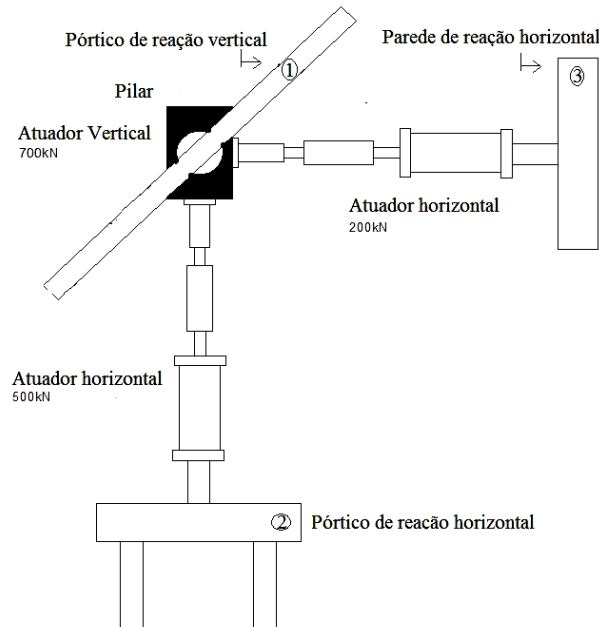
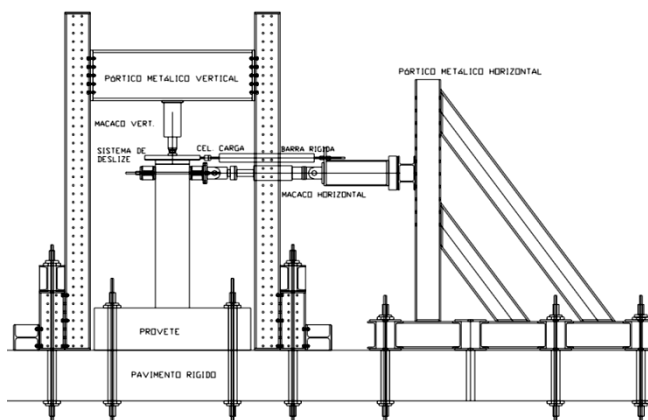


Figura 2.1 – Configuração de ensaio no LESE adaptado de (LESE 2014).

As três principais estruturas mencionadas anteriormente servem de reação aos atuadores hidráulicos. No sistema de ensaio adotado utilizam-se dois atuadores horizontais com capacidades de 500kN e 200kN com deslocamentos máximos de  $\pm 125\text{mm}$ , e um atuador vertical de 700kN de capacidade, com deslocamento máximo de 150mm (Figura 2.2).



a)



b)

Figura 2.2 – a) Esquema geral do ensaio; b) Vista geral o ensaio.

De modo a prevenir a ocorrência de deslocamentos e/ou rotações na base do conjunto das estruturas constituintes do sistema de ensaio, utiliza-se a laje de betão armado, com 60cm de espessura, ou seja, o pavimento rígido do LESE, para realizar a ligação das sapatas dos provetes e os pórticos de reação metálicos. Esta ligação é possível através de tirantes de aço de alta resistência de 26mm de diâmetro pré-esforçados (Figura 2.3).



Figura 2.3 – Ligação das sapatas dos provetes e os pórticos de reação metálicos à laje de Betão armado.

Como já foi referido anteriormente, a carga axial é constante ao longo do ensaio, não havendo variação da sua posição. Isto deve-se ao facto de o sistema de ensaio possuir um mecanismo formado por duas placas metálicas deslizantes, estando a primeira no atuador e a segunda no topo do pilar, garantindo assim os deslocamentos e rotações no topo do pilar (Figura 2.4). Embora o atrito existente entre as placas seja reduzido, a força residual de atrito mobilizada entre as placas é monitorizada durante o ensaio, sendo posteriormente descontada à força exercida pelos atuadores horizontais.



Figura 2.4 – Atuador Vertical e placas metálicas deslizantes.

Os ensaios requerem sistemas de controlo e aquisição. De acordo com o autor “O controlo do atuador horizontal é efetuado através de um sistema controlador PXI da National Instruments (NI), comando por intermédio de um programa desenvolvido especialmente para este Setup e com rotinas escritas em software LabVIEW (também da NI). A aquisição de dados é igualmente suportada por outro sistema PXI equipado com cartas de aquisição e condicionamento de sinal, permitindo a leitura direta dos dados a partir de extensómetros, células de carga, LVDTs (Linear Voltage Displacement Transducers) e outro tipo de aparelhos analógicos amplificados ou sensores digitais. O software de aquisição é identicamente desenvolvido em LabVIEW” (Delgado 2009).

O funcionamento dos sistemas de atuação, controlo e aquisição deve-se ao conjunto de três quadros elétricos existentes no LESE, sendo o primeiro quadro correspondente ao de alimentação e condicionamento de sinal (Quadro 1), o segundo quadro associado ao controlo (Quadro 2) e por fim, o terceiro quadro associado à aquisição (Quadro 3). Tal como referido em (Delgado, 2009). “Estes quadros permitem maior fiabilidade e organização nas diversas ligações existentes entre os sistemas de controlo e aquisição, centrais de pressão e atuadores.” (Figura 2.5).

As centrais de pressão são designadas por vertical e horizontal de acordo com o atuador a que estão acopladas e, entre as mesmas realizam-se ligações hidráulicas de óleo, através de mangueiras de pressão normal atingindo no limite cerca de 350 bar.

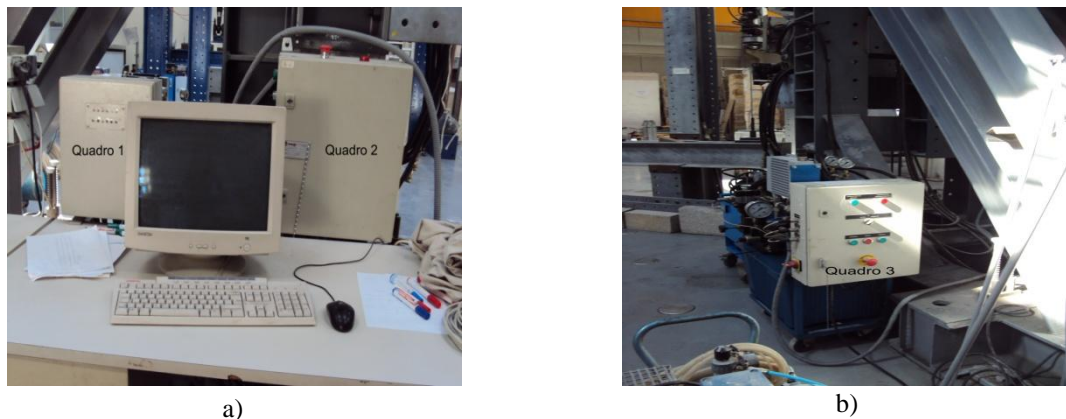


Figura 2.5 – a) Quadro 1 e Quadro 2 b) Quadro 3.

Os LVDTs externos instalados ao longo do pilar são para leitura dos deslocamentos a diversos níveis de altura, incluindo também as diagonais, com o objetivo de medir as deformações do pilar quer à flexão, corte ou escorregamento, conforme a Figura 2.6.

É importante referir que os LVDTs colocados na diagonal são para medir deformações por corte. No entanto, constatou-se, como se esperava, que as mesmas não tinham grande relevância para os resultados experimentais, sendo posteriormente retirados.

No que respeita à leitura dos deslocamentos horizontais ao longo da altura do pilar, pelos LVDTs respetivos, foi utilizado um pórtico metálico de apoio, para ser de fácil ajuste a diversas alturas de pilares, tendo ainda a vantagem de não sofrer interferências no resultado devido aos níveis de dano a que o pilar está sujeito.



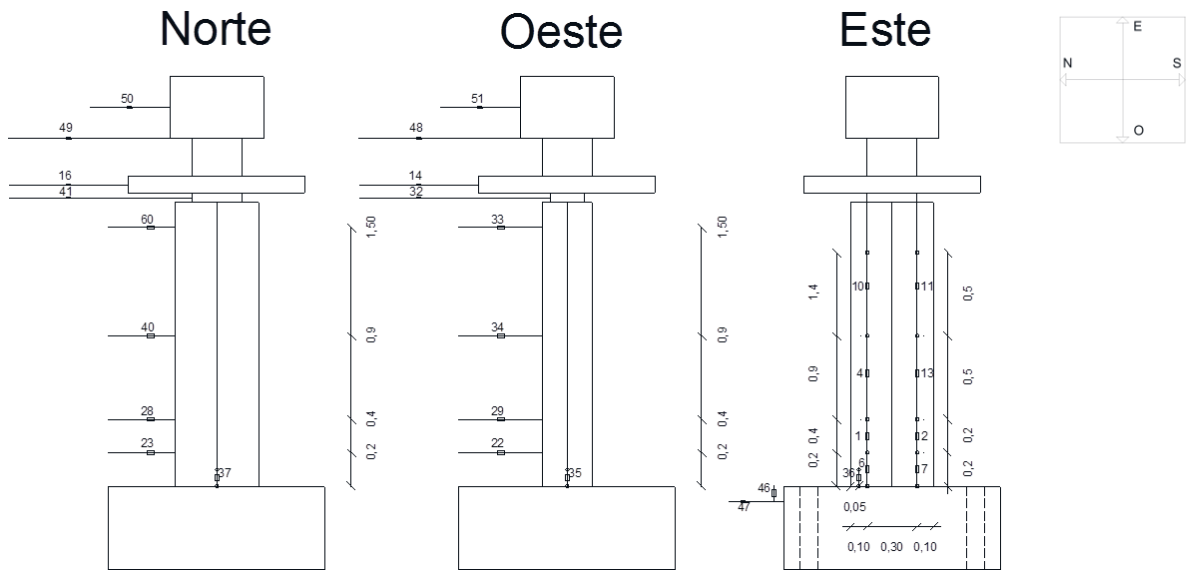


Figura 2.6 – Esquema representativo da disposição dos LVDT's, (LESE, 2014).

### 2.3. DESCRIÇÃO DOS PILARES

O programa experimental realizado no LESE inclui duas fases de ensaios, no entanto o presente estudo centra-se na análise de seis pilares da segunda fase de ensaios de pilares de betão armado de igual secção retangular.

Os pilares possuem as seguintes características comuns:

- 1) Altura: 1.70m;
- 2) São encastrados numa base de betão armado de secção  $1.30 \times 1.30 \text{ m}^2$  e 0,50m de altura, que se encontra solidarizada ao pavimento rígido do LESE, através de quatro furos, um em cada canto da base do provete, com tirantes de aço pré-esforçados, que fixam a base à laje de reação de 0.60m de espessura.

Apresenta-se na Figura 2.7 a geometria e as armaduras dos pilares objeto de análise do presente trabalho. Importa referir que todos os pilares desta série têm a mesma geometria e as mesmas armaduras, permitindo comparar os resultados de diferentes soluções de reforço executadas nos vários pilares.

Os pilares têm uma secção transversal  $30 \times 50 \text{ cm}^2$  com uma armadura longitudinal constituída por  $14\Phi 12$  e armadura transversal constituída por cintas  $\Phi 6/0.15$ .

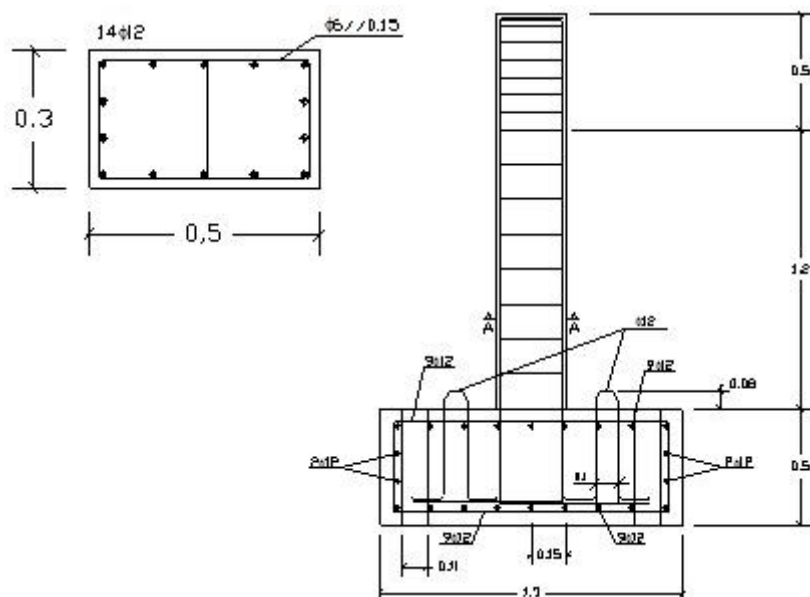


Figura 2.7 – Geometria e armadura dos pilares (LESE, 2014).

Na segunda fase de ensaios foram ensaiados vinte e quatro pilares, sob ações laterais uniaxiais e biaxiais com uma força axial constante ou variável. Os seis pilares em estudo no presente trabalho inserem-se neste conjunto de vinte e quatro pilares.

A cada pilar foi atribuído a seguinte designação geral : PC\*\*-N##, em que PC identifica a fase de ensaios correspondente (neste caso PC relaciona-se com a fase 2), \*\* referencia o tipo de ensaio, uniaxial ou biaxial de acordo com a seguinte convenção: 01 ou 02 – ensaios uniaxiais segundo a maior ou menor inércia respetivamente; 12 – ensaios biaxiais. Por fim, ## identifica o número de referência de cada pilar. A título de exemplo, PC12-N05, refere-se ao ensaio do pilar original N05 realizado com carregamento bidirecional. O ensaio deste pilar reforçado é designado por PC12-N05R.

Note-se que, os pilares ensaiados na primeira fase foram construídos em obra, de forma a reunirem as características de um pilar corrente de um edifício. No entanto, devido a problemas detetados com a falta de verticalidade, na segunda fase de ensaios, os pilares foram construídos em laboratório. De acordo com a decisão tomada um sistema de cofragem foi montado dentro do laboratório. A armadura foi preparada fora por mão de obra tradicional e foi utilizado betão pronto segundo os procedimentos normais.

## 2.4. MATERIAIS

Os materiais utilizados para a construção dos pilares de betão armado foram:

- 1) Betão da classe C16/20 (NP-EN 206-1);
- 2) Aço das armaduras da classe A400 NR-SD.

Para melhor compreensão do comportamento do material implementado, e de acordo com os procedimentos normais de execução, foram recolhidas amostras do betão e do aço, durante a construção, para serem ensaiadas, permitindo assim obter as propriedades reais dos materiais utilizados na construção dos pilares.

#### 2.4.1. PROPRIEDADES DO BETÃO

O betão usado nos pilares e nas amostras, como já foi dito anteriormente, foi um betão da classe C16/20 de acordo com a norma NP-EN 206-1. Os ensaios de compressão foram realizados usando amostras cúbicas de 150mm de aresta e amostras cilíndricas de 300mm de altura e 150mm de diâmetro.

O Quadro 2.1 resume os resultados dos ensaios de compressão obtidos para a primeira série da segunda fase de ensaios. A primeira série ocorreu em 2012 (Pilares PC\_N01-N06), a partir da qual várias amostras cilíndricas foram tomadas para a caracterização da resistência à compressão e do módulo de elasticidade. Isso permitiu a realização de testes aos 28 dias e aos 150 dias de idade do betão. Os resultados de resistência à compressão em amostras cilíndricas listadas no Quadro 2.1, mostram que durante os 28 dias de idade, o betão não atingiu o valor médio esperado de resistência, que para um betão da classe C16/20, deve estar em torno dos 24 MPa. Contudo, os resultados dos ensaios obtidos aos 150 dias de idade do betão aproximaram-se do valor esperado, atingindo os 23.3 MPa.

Quadro 2.1. – Resultados dos ensaios à compressão da série PC\_N01\_N06.

Tempo (dias)	Resistência à compressão ( $f_c$ ) [MPa]			Resistência média [MPa]
	Provete 1	Provete 2	Provete 3	$f_{cm}$ [MPa]
28	20.51	20.61	20.41	20.5
150	23.91	23.39	22.71	23.3

#### 2.4.2. PROPRIEDADES DO AÇO

Na fase 2 somente na primeira série de pilares é que foi utilizado um aço da classe A400, enquanto que nas restantes séries, não mencionadas no presente estudo, foi utilizado um aço da classe A500.

Os valores nominais das propriedades mecânicas do aço da classe A400 estão no Quadro 2.2. Todas as amostras foram testadas de acordo com a NP-EN-10002-1, que conduz a gráficos de tensão-deformação apresentados na Figura 2.8, (LESE, 2014). As propriedades mecânicas do aço utilizado nos pilares da série PC\_N01\_N06, estão em boa concordância com os valores nominais, embora os valores médios sejam ligeiramente mais elevados do que os esperados, Quadro 2.3 .

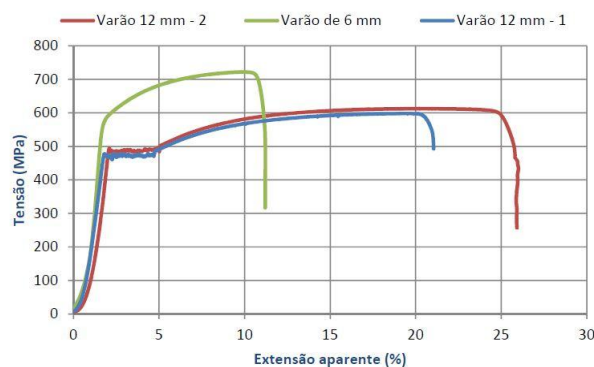


Figura 2.8 –.Curvas de Tensão-Deformação do aço - Pilares PC\_N01\_N06 (LESE 2014).

Quadro 2.2. – Propriedades mecânicas do Aço da classe A400.

Módulo de Elasticidade E [GPa]	Tensão de Cedência f <sub>sy</sub> [MPa]	Tensão última f <sub>su</sub> [MPa]	Deformação última ε <sub>su</sub> [%]
200	400	460	14

Quadro 2.3. – Propriedades mecânicas do Aço utilizado nos Pilares da série PC\_N01\_N06.

Varão (diâmetro)	Provete	Módulo de Elasticidade E [GPa]	Tensão de Cedência f <sub>sy</sub> [MPa]	Tensão última f <sub>su</sub> [MPa]	Deformação última ε <sub>su</sub> [%]
12 mm	1	204.30	471.30	597.70	27.95
	2	216.00	486.00	612.73	28.92
	Média	210.15	478.65	605.22	28.44
6 mm	1	201.93	560.00	722.09	12.05

## 2.5. CONFIGURAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS ENSAIOS CÍCLICOS DOS PILARES

A fim de caracterizar a resposta dos pilares, os ensaios para a série em estudo foram realizados com força axial constante. Numa fase inicial os pilares originais não danificados foram submetidos a ensaios monotônicos de carregamento uniaxial (um ensaio na direção de maior inércia) e a ensaios cíclicos sob carregamento biaxial.

Numa fase posterior os pilares testados são reparados e reforçados com diferentes estratégias e novamente ensaiados. Apresenta-se no Quadro 2.4 a descrição sucinta dos ensaios que são objeto de estudo do presente trabalho.

Quadro 2.4. – Especificações e características de carregamento dos ensaios em estudo.

Pilar	Secção [cm <sup>2</sup> ]	f <sub>cm</sub> [MPa]	f <sub>yk</sub> [MPa]	Carga Axial [kN]	Lei de deslocamentos horizontais	Tipo de carregamento	Técnica de Reforço
PC01-N01	30x50	23,3	478	300	Uniaxial (Direção X)	monotônico	-
PC12-N05					Diagonal a 45°	cíclico	-
PC12-N03R	30x50	27,9	478	300	Diagonal a 45°	cíclico	Aumento da armadura transversal
PC12-N04R							Aumento da armadura transversal e mantas CFRP*
PC12-N05RA							Aumento da armadura transversal e tiras de CFRP
PC12-N06R							Aumento da armadura transversal e barras de aço

\* CFRP - Pilares Reforçados com fibras de carbono

A influência da direção do caminho de carga biaxial condiciona a resposta obtida, sendo o caminho de carga mais condicionante o caminho de carga diagonal a 45°. Muito embora em ensaios anteriores tenham sido analisados caminhos de carga diagonais a 30° e 60°, nesta série será avaliado o caminho de carga diagonal a 45° conforme a Figura 2.9.

Sendo assim, os deslocamentos laterais cíclicos são impostos no topo do pilar com um aumento constante dos níveis de deslocamento. Para cada deformação horizontal imposta foram repetidos três ciclos.

Os níveis de deslocamentos pretendidos assumem a seguinte ordem: 3, 5, 10, 4, 12, 15, 7, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75, 80 mm, conforme apresentado na Figura 2.10, para as duas direções de carregamento.

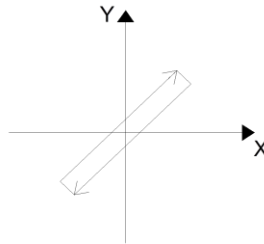


Figura 2.9 – Lei de deslocamentos para carregamentos cíclicos.

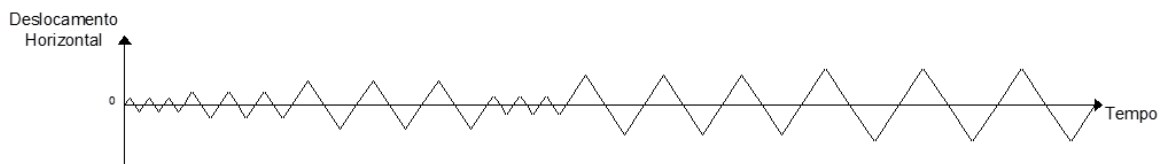


Figura 2.10 – Lei de deslocamentos para carregamentos cíclicos.

Apesar dos ensaios respeitarem a ordem dos deslocamentos enumerados anteriormente, é importante referir que nem todos os ensaios atingiram níveis de deformação de 80mm, isto porque ou a rotura do pilar foi atingida antes de chegar a este valor de deslocamento ou aquando da aplicação da força esta já tinha diminuído mais de 20% da força máxima aplicada (rotura convencional).



## 3

## MODELAÇÃO NUMÉRICA – VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL COM PILARES ORIGINAIS

### 3.1. INTRODUÇÃO

O uso de modelos numéricos com base em leis de comportamento não lineares dos materiais, permite obter uma representação mais rigorosa do comportamento das estruturas a respostas sísmicas. Deste modo, a análise numérica realizada para os pilares da série em estudo, é feita com base na informação recolhida e previamente tratada dos ensaios experimentais realizados no LESE.

Assim, neste capítulo serão apresentadas as características das leis de comportamento do betão e do aço, para carregamentos monotónicos e para carregamentos cíclicos biaxiais de pilares originais. Os pilares abordados neste capítulo são os seguintes: pilar PC01-N01 (carregamento monotónico) e o pilar PC12-N05 (carregamento cíclico).

Com as leis inicialmente definidas serão caracterizados os elementos de betão armado isoladamente (betão e aço), e em conjunto através de modelos numéricos que serão testados e calibrados, com recurso a modelo de fibras com não linearidade distribuída (SeismoSoft, 2007).

Serão definidas, para o carregamento monotónico, as características do comportamento dos elementos constituintes dos pilares de betão armado associado ao respetivo modelo numérico. A análise para estas ações traduzir-se-á através da degradação de rigidez e resistência. O modelo numérico é apresentado evidenciando-se a influência dos diversos parâmetros na resposta monotónica.

Para o carregamento cíclico biaxial, verifica-se a mesma análise dos parâmetros, acrescentando ainda a dissipação histerética de energia acumulada, envolvendo também a degradação de rigidez, resistência e o efeito de *pinching*. Também será ilustrado o modelo numérico obtido, bem como a influência dos parâmetros na resposta cíclica. Note-se que, nas ações cíclicas a resposta numérica obtida, assim como todos os outros parâmetros anteriormente indicados serão analisados segundo a direção de maior e menor inércia, isto é, segundo a direção X e a direção Y, respetivamente.

Posteriormente será efetuada a discussão de resultados, onde se pode comparar os resultados obtidos experimentalmente, com os resultados obtidos com os modelos numéricos estudados. Esta análise é feita em termos de resultados gráficos de força e drift, acompanhada pela envolvente das respostas obtidas tanto experimentalmente como numericamente, segundo a direção de maior e menor inércia da secção transversal. Também, pela comparação da energia dissipada acumulada nos ensaios experimentais e numéricos, bem como a degradação de rigidez ao longo do ensaio.

Para o tratamento de dados, realizado tanto para os dados experimentais como para os dados numéricos, foi desenvolvida uma ferramenta em Excel® com o propósito de efetuar este tratamento de

forma mais eficaz, dado o número elevado de valores adquiridos em cada pilar. Assim, com esta ferramenta de cálculo foram tratados os parâmetros de análise indicados anteriormente, na totalidade dos pilares presentes neste estudo.

É importante referir que, esta análise de resultados resume-se a este conjunto de parâmetros, de acordo com o objetivo do estudo. Isto significa que, sendo a modelação numérica dos pilares ensaiados, o foco do trabalho desenvolvido, não é razoável avaliar-se a evolução de dano observado nos pilares. Tal só faria sentido numa análise de resultados puramente experimental.

### 3.2. METODOLOGIA ADOTADA NA MODELAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

A modelação numérica dos pilares originais sem reforço e dos pilares reforçados foi desenvolvida com recurso ao programa de cálculo SeismoStruct (SeismoSoft, 2007). Neste capítulo serão somente apresentadas as estratégias e ferramentas de modelação para a série de pilares originais sem reforço. No próximo capítulo apresentar-se-á a modelação numérica dos pilares reforçados.

O programa SeismoStruct, selecionado para este estudo, inclui diferentes modelos para a representação do comportamento de estruturas sob carregamento estático ou dinâmico considerando a não linearidade material e geométrica. O programa permite a análise tridimensional da estrutura tendo sido utilizado em estudos similares por outros autores (Delgado, 2009), (Rodrigues H., 2012).

Tendo em vista a simulação numérica dos ensaios dos pilares, a utilização da não linearidade distribuída revela-se uma estratégia eficiente. Importa realçar que nestes ensaios a resposta dos pilares é comandada fundamentalmente por flexão, não sendo relevante o corte. Assim o modelo utilizado para a análise dos pilares foi o modelo de fibras. “Estes modelos são normalmente apoiados numa discretização com elementos finitos e baseados numa modelação de secção em fibras (fibras de betão e aço), onde o comportamento não linear se encontra distribuído ao longo do comprimento do elemento e da área da secção transversal. Este tipo de modelos numéricos utiliza uma modelação estrutural tridimensional baseada em elementos finitos, sendo a estrutura dividida em elementos de barras em 3D, que por sua vez são subdivididos em fibras longitudinais. Estas fibras constituem, assim, uma malha ao nível das suas secções transversais, não existindo interação de forças entre as fibras, isto é, cada fibra apenas mobiliza a força correspondente à posição que ocupa na secção e ao material que representa. Para a distribuição da não linearidade ao longo do comprimento dos elementos estruturais é realizada uma formulação baseada nas suas deformações globais. A integração numérica desta formulação é efetuada ao nível dos pontos de Gauss de cada elemento”, (Delgado, 2009).

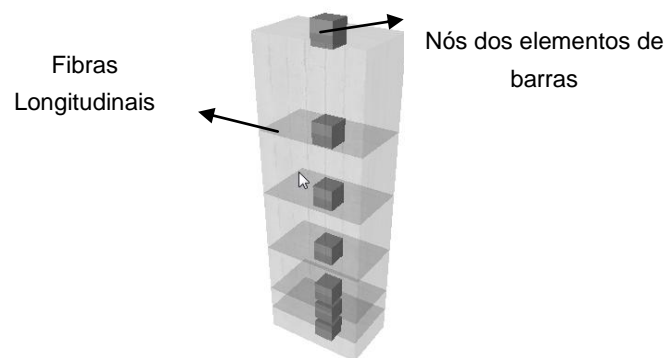


Figura 3.1 –.Modelo de fibras do elemento.



Os elementos com não linearidade distribuída têm sido atualmente utilizados na engenharia sísmica, seja para fins profissionais ou de investigação. O uso da denominada abordagem de fibra para representar o comportamento da secção transversal, em que cada fibra está associada a uma relação de tensão-deformação uniaxial, devido ao momento-curvatura do pilar, é obtida através da integração da resposta tensão-deformação uniaxial não linear das fibras individuais. Quanto maior for a subdivisão da secção em fibras individuais melhor será a resposta obtida. Como tal, os pilares foram modelados com a secção transversal discretizada em elementos com setecentos e cinquenta fibras individuais, que corresponde a cinco vezes o número de fibras individuais tipicamente utilizado neste tipo de modelação.

Estes modelos permitem a realização de uma modelação direta no que respeita à interação do momento com a carga axial, isto é, permite a representação direta do carregamento biaxial e a interação entre a resistência à flexão nas direções ortogonais.

Sendo assim, a formulação usada para este modelo denomina-se por formulação à base de deslocamentos (DB), onde são utilizadas funções de forma de deslocamentos, correspondente a uma variação linear da curvatura ao longo do elemento. Para tal, o elemento estrutural, o pilar no nosso caso, é subdividido em sete elementos, com a discretização apresentada na Figura 3.2.

O critério utilizado para subdividir o elemento estrutural de comprimento  $L$ , em subelementos, resulta de estudos realizados para estimar o comprimento da rótula plástica ( $L_p$ ). O comprimento da rótula plástica é muito importante para ser possível analisar o comportamento plástico do elemento de barra, pois “O comprimento da rótula plástica a considerar é função, principalmente, da extensão da zona onde existe plastificação das armaduras longitudinais.”(Rodrigues V., 2005).

A formulação adotada na modelação segue o modelo proposto por Priestley *et al* (M. Priestley e Park 1987), que estima o comprimento da rótula plástica em metade da altura da secção transversal do elemento. Assim, com base nesta estimativa foi assumido na modelação realizada neste estudo, que o comprimento da rótula plástica seria a metade da maior dimensão da secção transversal do elemento (Rodrigues H., 2012).

Como se pode observar na Figura 3.2., a zona da rótula plástica foi discretizada em dois elementos de 0.125m e um elemento de 0.25m, de forma a permitir captar melhor a evolução da plastificação nesta zona.

O elemento elástico utilizado na modelação, não faz parte do pilar em estudo. Trata-se de um elemento extra adicionado, que nada interfere na divisão dos elementos individuais. Estes elementos seguem efetivamente a proposta de cálculo do comprimento de rótula plástica. No entanto, o modelo esquemático introduz um encastramento na base (ligação pilar-sapata). O encastramento não confere total rigidez na base do pilar, quando sujeito a deslocamentos biaxiais cíclicos com carregamento axial constante. Portanto, este elemento adicional confere alguma elasticidade na zona afeta, aproximando melhor o modelo à realidade. Em termos de resposta histerética, a sua influência é mais relevante nos primeiros ciclos, ainda em regime elástico, ou seja análise na fase elástica em fendilhação. Posteriormente este efeito deixa de se fazer sentir quando se atinge o domínio não-linear do material, isto é, quando a plasticidade dos materiais é atingida. A rigidez deste elemento adicional foi calibrada através da análise tentativa e erro, de forma a obter-se uma melhor representação da resposta na fase inicial.

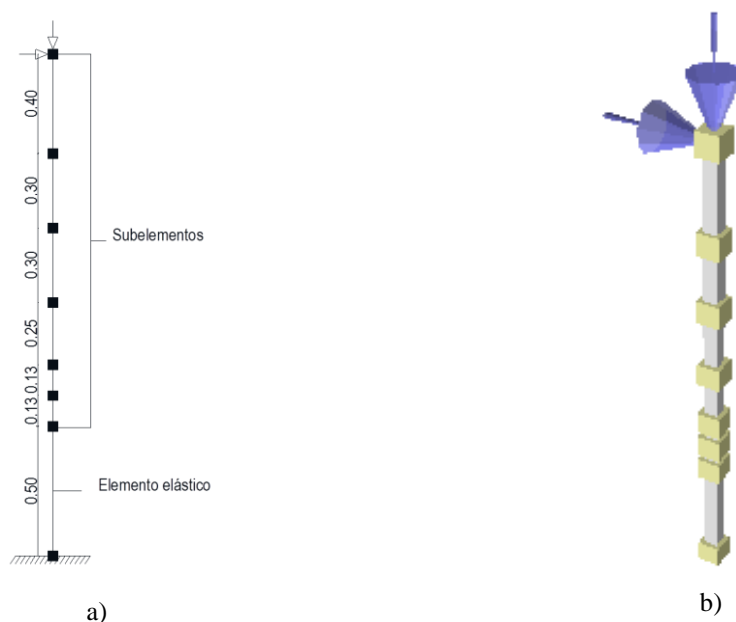


Figura 3.2 – Modelo de fibras do elemento com não linearidade distribuída –a) representação esquemática; b) modelo obtido pelo SeismoStruct (SeismoSoft, 2007).

Note-se que no programa para a formulação de deslocamento de base (DB) é empregue a quadratura de Gauss-Legendre que inclui duas secções de integração por subelemento definido (Figura 3.3), de acordo com os resultados de Calabrese *et al*, (Calabrese, Almeida e Pinho, 2010). A utilização desta formulação é adequada na simulação resposta não-linear de estruturas, com vista a possibilidade de localização das regiões onde a não linearidade se instala.

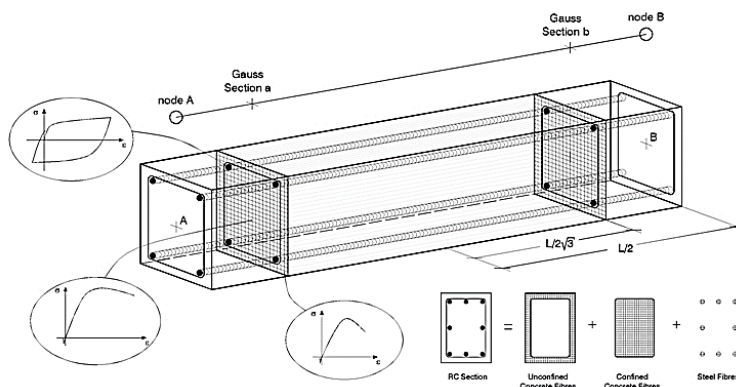


Figura 3.3 – Discretização do elemento em fibras (SeismoSoft 2007).

### 3.3. PROPRIEDADES DO MATERIAL

A modelação numérica dos pilares tem por base a análise não linear do comportamento dos materiais constituintes. De modo a obter uma correta resposta monotónica e cíclica, de acordo com o tipo de carregamento imposto, uniaxial e biaxial respetivamente, foram adotados modelos constitutivos para o

betão e aço utilizados nos pilares em estudo. Seguidamente apresentam-se os modelos utilizados, bem como os valores assumidos para cada parâmetro.

### 3.3.1. LEI CONSTITUTIVA DO BETÃO

O modelo utilizado para o betão é um modelo proposto por Mander *et al* (Mander, Priestley e Park, 1988), inicialmente programado por Madas e Elnashai (Madas e Elnashai, 1992), que segue as regras cíclicas propostas por Martinez-Rueda e Elnashai (Martinez-Rueda e Elnashai, 1997), para o betão confinado e não confinado (Figura 3.4). Este é um modelo não linear uniaxial de confinamento constante, em que os efeitos de confinamento resultam da armadura transversal. A pressão confinante constante é assumida ao longo de toda a extensão do elemento e está relacionada com a tensão-deformação do próprio elemento.

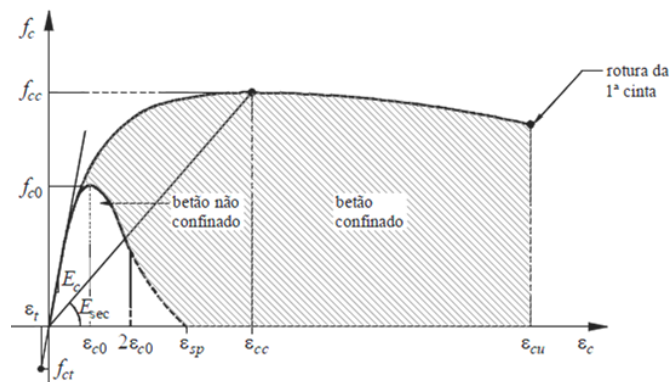


Figura 3.4 – Proposta de (Mander, Priestley e Park, 1988) - (Rodrigues V., 2005).

Deste modo são necessários cinco parâmetros de calibração do modelo, que devem ser definidos de forma a descrever na totalidade as características mecânicas do material. Os parâmetros são: tensão de compressão do betão ( $f_c$ ), tensão de tração do betão ( $f_t$ ), sendo este parâmetro pouco relevante para a modelação dos pilares, dada a baixa resistência do betão à tração, também é considerada a deformação na tensão de pico ( $\epsilon_c$ ) e por último, mas muito importante, o fator de confinamento ( $k_c$ ). Os valores dos parâmetros mecânicos considerados nos modelos numéricos são apresentados no Quadro 3.1. Estes parâmetros são obtidos através dos resultados das amostras realizadas ao betão utilizado na conceção dos pilares, apresentados no capítulo 2.

Quadro 3.1. – Parâmetros mecânicos do betão para a modelação numérica.

	Tensão de compressão $f_c$ [MPa]	Tensão de tração $f_t$ [MPa]	Deformação na Tensão de pico $\epsilon_c$ [%]	Fator de confinamento $k_c^*$
PC01-N01	23.3	0	0.34	1.07
PC12-N05	23.3	0	0.34	1.07

\* O fator de confinamento foi calculado pela proposta apresentada por Mander *et al* (1988)

Dos valores indicados no quadro anterior, o único parâmetro que resulta de expressões é o fator de confinamento, que não é mais do que um rácio entre a tensão de compressão do betão confinado e não confinado. Com este parâmetro a relação tensão-deformação de todo o elemento aproxima-se melhor à realidade. O programa apresenta um módulo de cálculo de confinamento automático, de acordo com a proposta de Mander *et al* (Mander, Priestley e Park, 1988). No entanto, não tendo sido possível identificar com clareza o modelo utilizado internamente pelo programa, optou-se por calcular externamente o fator de confinamento de acordo com o modelo de Mander *et al* através das seguintes expressões:

$$K_c = 1 + \frac{\rho_v + f_{sy}}{f_c} \quad (3.1)$$

Em que,

$$\rho_v = \frac{V_s}{V_c} \quad (3.2)$$

A expressão (3.2) relaciona o volume de armadura transversal ( $V_s$ ), responsável pelo confinamento do pilar de betão armado, com o volume de betão confinado na secção transversal do pilar de betão armado ( $V_c$ ).

### 3.3.2. LEI CONSTITUTIVA DO AÇO

O modelo utilizado para o aço, ilustrado na Figura 3.5, é um modelo uniaxial proposto por Menegotto e Pinto (Menegotto e Pinto 1973), que representa com grande eficiência a relação tensão-deformação do material, juntamente com as regras de endurecimento isotrópico propostas por Filippou *et al* (Filippou, Popov e Bertero, 1983). Este modelo ilustrado na Figura 3.5 representa o comportamento cíclico do aço. Este modelo sofreu alterações propostas por Filippou *et al* (Filippou, Popov e Bertero, 1983), para conseguir melhor estabilidade e precisão nas calibrações numéricas.

O modelo utilizado é o recomendado para histórias de carregamentos cíclicos nas estruturas de betão armado, (por exemplo pilares de betão armado sujeitos a carregamentos cíclicos). Também tem a capacidade de reproduzir o efeito de Bauschinger que se relaciona com o desenvolvimento da curva de transição entre o troço elástico e o troço de endurecimento das armaduras tracionadas, seguidamente de uma alternância de carga. Este efeito é relevante para a análise da degradação de rigidez dos pilares de betão armado sob carregamento cíclico.

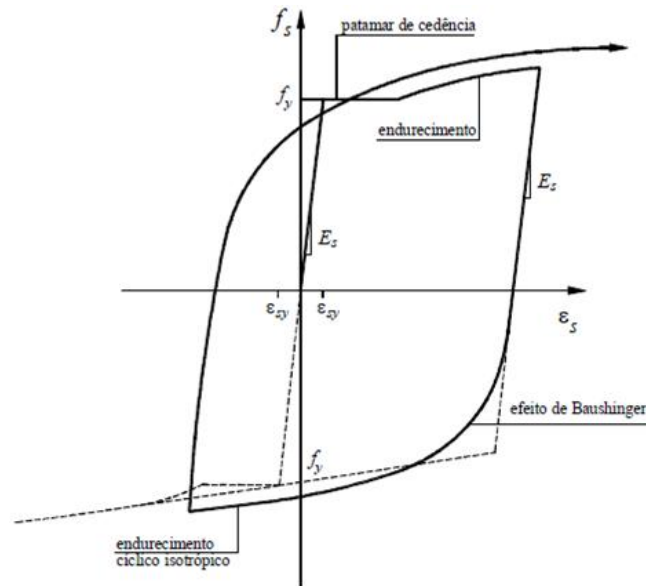


Figura 3.5 – Proposta de (Menegotto e Pinto, 1973) - (Rodrigues V., 2005)

Para uma correta utilização do modelo são necessários dez parâmetros de calibração do mesmo, para que todas as características mecânicas do material sejam definidas. No Quadro 3.2 estão indicados os parâmetros adotados para a modelação dos pilares em estudo. Estes parâmetros foram definidos de acordo com os resultados das amostras utilizadas na concepção dos pilares. Os cinco parâmetros correspondentes às características do material são o módulo de elasticidade do aço ( $E_s$ ), a tensão de cedência do aço ( $f_{sy}$ ), parâmetro ( $\mu$ ) que relaciona o módulo de endurecimento ( $E_{sp}$ ) com o módulo de elasticidade do aço ( $E_s$ ), deformação para a tensão última do material ( $\epsilon_{ult}$ ) e por último o peso específico do material ( $\gamma_{aço}$ ). De modo a descrever a transição do regime elástico para o regime plástico do material foram utilizados cinco parâmetros para esse fim ( $R_0$ ,  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$  e  $a_4$ ), devidamente calibrados, de acordo com a proposta de Menegotto e Pinto (Menegotto e Pinto 1973).

Quadro 3.2. – Parâmetros mecânicos do aço para a modelação numérica.

	Módulo de Elasticidade $E_s$ [GPa]	Tensão de cedência $f_{sy}$ [MPa]	$\mu$	$R_0$	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$\epsilon_{ult}$ (%)	$\gamma_{aço}$ (KN/m <sup>3</sup> )
PC01-N01	205.15	478.65	0.00219	20	18.5	0.15	0	1	0.1	78
PC12-N05	205.15	478.65	0.00219	20	19*	0.15	0	1	0.1	78

\* Coeficiente de calibração com valor padrão alterado.

De acordo com o procedimento adotado anteriormente, são apresentadas as expressões utilizadas no cálculo dos parâmetros indicados no quadro anterior. As expressões são as seguintes:

$$\mu = \frac{E_{sp}}{E_s} \quad (3.3)$$

Em que, o módulo de endurecimento ( $E_{sp}$ ) é determinado pela expressão:

$$E_{sp} = \frac{f_{su} - f_{sy}}{\epsilon_{ult} - \frac{f_{sy}}{E_s}} \quad (3.4)$$

Como foi dito anteriormente os cinco parâmetros que controlam a curva de transição entre a rigidez inicial elástica e a rigidez de endurecimento são o  $R_0$ ,  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$  e  $a_4$ . Os parâmetros adotados seguem os valores padrão do modelo implementado no estudo. O primeiro parâmetro,  $R_0$ , diz respeito ao efeito de Bauschinger, que controla a forma da curva de transição no primeiro ciclo de histerese. Os parâmetros  $a_1$  e  $a_2$  permitem calibrar as alterações que devem ser aplicadas ao parâmetro  $R_0$  ao longo dos ciclos, obtendo uma curva de transição correta. É importante referir que este valor influencia consideravelmente a resposta, daí diferir de um pilar para outro. No entanto, este assunto será novamente referido na secção seguinte, na apresentação e discussão de resultados.

Relativamente aos parâmetros  $a_3$  e  $a_4$ , estes definem no modelo o grau em que o endurecimento isotrópico é introduzido na análise das características de tensão-deformação do material, na resposta cíclica. Todavia, estes parâmetros têm uma contribuição muito pequena, o que não terá grande influência na resposta cíclica do material.

No presente estudo optou-se por desativar estes parâmetros, de acordo com os valores indicados no Quadro 3.2 para os valores de  $a_3$  e  $a_4$ . O programa permite esta opção e aconselha esta decisão, isto porque para grandes deslocamentos cíclicos impostos no material, um endurecimento irrealístico pode induzir a grandes capacidades do material (por exemplo não atingir a rotura/ tensão última do material). Refira-se ainda que uma incorreta definição dos parâmetros  $a_3$  e  $a_4$  pode influenciar fortemente a resposta, introduzindo um endurecimento isotrópico irrealista.

### 3.4. VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL COM PILARES ORIGINAIS

Os resultados obtidos na modelação numérica dos pilares, descritos anteriormente, serão apresentados nesta secção. A discussão dos resultados realiza-se paralelamente à apresentação dos mesmos, segundo critérios baseados em parâmetros, que permitem uma comparação objetiva entre as respostas obtidas.

Os critérios analisados incidem principalmente na relação força-drift nas respetivas direções de carregamento, bem como no traçado da envolvente da resposta cíclica obtida, na energia dissipada acumulada resultante da análise cíclica da resposta e por último, na degradação de rigidez obtida ao longo do ensaio, de acordo com a resposta cíclica correspondente.

O cálculo do drift é realizado através da relação entre o deslocamento no topo do pilar e a altura total do mesmo. O drift é uma medida de deslocamento horizontal relativo por unidade de comprimento, por isso representa-se em %, no entanto é independente desse comprimento e permite uma melhor compreensão das deformações instaladas no elemento estrutural. Por outro lado, a vantagem da sua utilização resulta do simples facto de possibilitar uma análise comparativa entre elementos estruturais com os mesmos pressupostos (no presente estudo o elemento estrutural é o pilar de betão armado), de modo a analisar a evolução do dano nas estruturas.

Os resultados experimentais estão na origem da modelação numérica dos pilares ensaiados no LESE, conforme apresentado no capítulo 2. Como tal, os resultados numéricos obtidos são apresentados em conjunto com os resultados experimentais. Desta forma, pretende-se compreender melhor os critérios analisados, dando relevância aos aspetos mais importantes do presente trabalho, bem como os aspetos relacionados com o comportamento do modelo numérico face ao experimental.

#### 3.4.1. PILAR ORIGINAL COM CARREGAMENTO MONOTÓNICO UNIAXIAL – PC01-N01

O estudo do pilar original com carregamento monotónico uniaxial na direção de maior inércia, designado por PC01-N01, permitiu iniciar o estudo deste trabalho no âmbito da modelação de pilares testados à flexão cíclica biaxial, com a utilização do programa SeismoStruct (SeismoSoft 2007), apresentado na secção anterior.

Assim sendo, a simulação deste pilar possibilitou o manuseamento do programa, de maneira a avaliar a capacidade do modelo e a calibração dos parâmetros introduzidos. Importa referir que, o interesse neste estudo inicial teve por objetivo a compreensão da análise não linear dos materiais e consequentemente do comportamento do pilar aos carregamentos impostos e também, na análise e reprodução numérica do ensaio experimental.

##### 3.4.1.1. Relação entre Força-Drift

Como já foi referido na secção anterior os valores dos parâmetros adotados para a modelação deste pilar, em conjunto com o elemento elástico adicionado, permitiu a obtenção da curva monotónica apresentada na Figura 3.6, em comparação com a resposta experimental.

O elemento elástico, na base do pilar, foi calibrado com base na resposta experimental no intervalo do domínio elástico, isto é, entre os 0% e os 0.5% de drift. Então, foi analisado qual o melhor ajuste da rigidez elástica para se representar o melhor possível o resultado experimental.

No gráfico representado na Figura 3.6 é possível numa primeira análise identificar uma boa correlação entre o resultado numérico e o experimental, mais precisamente na fase inicial de carregamento, em que a calibração do elemento elástico permitiu captar a rigidez elástica inicial. Após a fase elástica o material plastifica, os níveis de força praticamente são coincidentes nos resultados experimentais e numéricos para o drift correspondente.

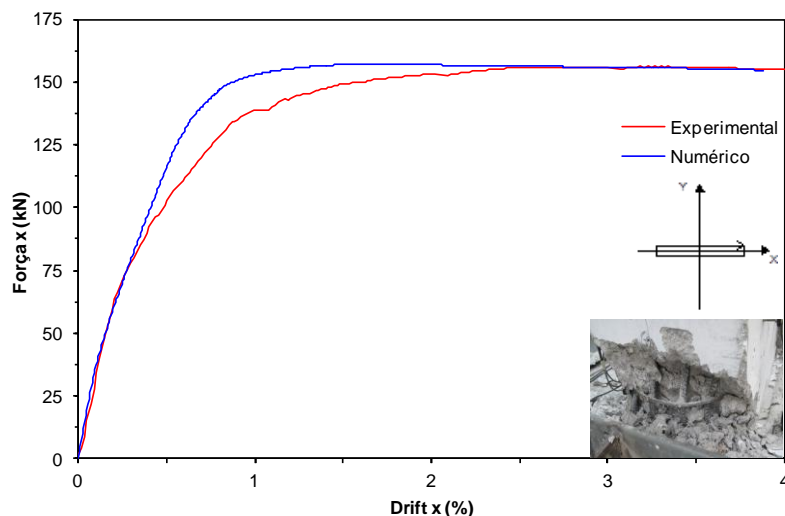


Figura 3.6 – Curva força-drift do pilar PC01-N01.

A transição do regime elástico para o regime plástico não é bem traduzida no modelo. No intervalo dos 0.5% a 1% de drift as fissuras são significativas e as armaduras plastificam. Nesta fase de desenvolvimento da rótula plástica o modelo numérico não consegue captar com precisão a rigidez do sistema. O modelo numérico apresenta valores de força cerca de 10% superiores aos valores experimentais para o mesmo valor de drift, refletindo assim uma resposta mais rígida. No entanto, após a formação da rótula, o modelo numérico capta bem a força correspondente à fase de escoamento. A partir de valores de drift superiores a 2% a força é praticamente coincidente nas respostas numérico e experimental.

Na Figura 3.7 são apresentadas imagens do ensaio experimental para os drift's de 1% e 4% correspondente à formação das fissuras, plastificação das armaduras e destacamento do betão respetivamente. Em paralelo são apresentadas imagens do ensaio numérico do pilar modelado para os drift's de 1% e 4%, correspondente à fase de formação de fissuras e de rotura do pilar, respetivamente. O elemento elástico apresentado no modelo numérico encontra-se com cor diferente do pilar propriamente dito, a cor cinzenta representa o elemento total estudado e a cor vermelha o elemento elástico adicional na base do elemento.

É importante referir que, o ensaio deste pilar foi conduzido até os 6% de drift, refletindo já uma fase de pós rotura. Na verdade a rotura dá-se aos 4% de drift, conforme se pode verificar na imagem no canto inferior direito do gráfico. No modelo numérico o pilar entra em rotura aos 4% de drift. Portanto a análise do pilar é realizada até a esse drift atingido.



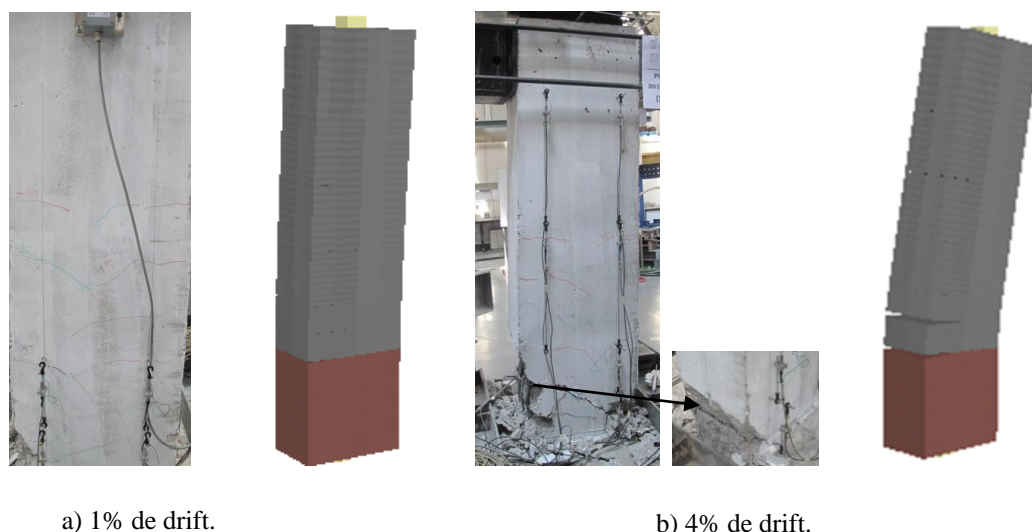


Figura 3.7 – Ensaio PC01-N01: a) 1% de drift; b) 4% de drift (LESE, 2014).

#### 3.4.1.2. Degradação de rigidez

Outro critério com importância na análise é a degradação de rigidez. O procedimento utilizado para o cálculo do deslocamento de cedência para pilares sujeitos a carregamentos cíclicos biaxiais, baseia-se na proposta apresentada por Park (Park, 1989). Esta proposta foi também utilizada no trabalho desenvolvido pelo autor Hugo Rodrigues, sobre o comportamento sísmico biaxial de pilares de betão armado (Rodrigues H., 2012), e será adotada neste trabalho para a análise deste critério.

A proposta apresentada e ilustrada na Figura 3.8, analisa essencialmente duas fases, sendo a primeira fase a avaliação do deslocamento de cedência e consequentemente a força de cedência correspondente. Em primeiro lugar uma carga lateral é aplicada monotonicamente numa direção, até que a carga atinja o valor de  $\frac{3}{4}$  do valor da carga máxima atingida no ensaio. Se for um ensaio cíclico, o procedimento repete-se para o lado oposto. No pilar em estudo basta realizar numa direção. Então, o deslocamento obtido corresponde aos pontos de interseção da rigidez secante ( $k_y$ ), rigidez elástica, com a rigidez de endurecimento ( $k_{pl}$ ), rigidez correspondente à fase plástica, quando se atinge a carga máxima. Isto significa que, a degradação de rigidez do pilar dar-se-á após ser alcançado o valor deste deslocamento de referência, determinado por esta proposta.

É importante referir que, no caso do carregamento cíclico ao definir-se os deslocamentos de cedência para ambas as direções, o deslocamento de cedência de referência é a média destes dois valores.

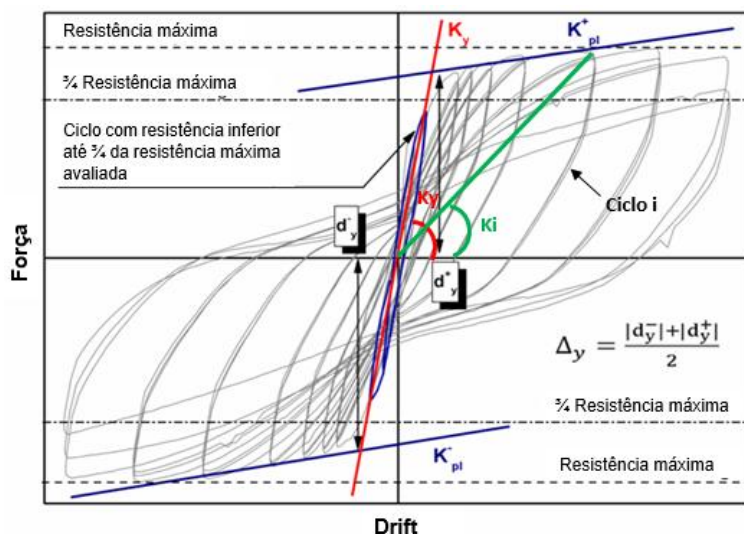


Figura 3.8 – Definição do deslocamento de cedência adaptado de (Rodrigues H., 2012).

Sabendo que o critério força-drift analisado anteriormente possui uma boa correlação entre o resultado experimental e numérico, é de esperar que em termos de degradação de rigidez, ambos sejam muito semelhantes.

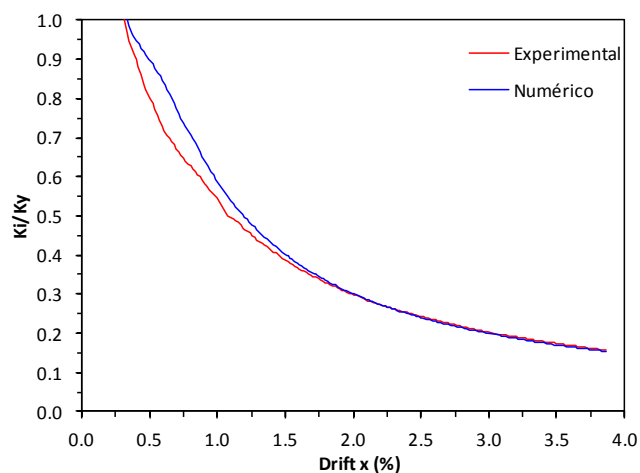


Figura 3.9 – Degradação de rigidez do pilar PC01-N01.

Na Figura 3.9 apresenta-se os gráficos de resultados numérico e experimental do pilar PC01-N01, referente à degradação de rigidez do elemento estrutural. Esta interpretação resulta do rácio efetuado entre a rigidez secante e a rigidez de endurecimento para o ciclo i, conforme o método proposto e explícito na Figura 3.8. Tendo em conta que no pilar em estudo o carregamento é monotónico determinou-se portanto o rácio de degradação de rigidez relativa através da rigidez de endurecimento ao longo do tempo sobre a rigidez secante. Deste modo, constata-se que somente para o drift de 0.5% é que se inicia a degradação de rigidez do pilar.

Pode verificar-se que a resposta experimental apresenta uma maior degradação de rigidez para drift's na ordem dos 0.5% a 1.25%. Este aspeto está em concordância com o facto, referida anteriormente, da resposta numérica ser mais rígida na zona de formação da rótula plástica. Como seria de esperar, para valores de drift superior a 2% a degradação de rigidez é igual nas duas respostas, uma vez que o nível de forças destas respostas numérica e experimental é também coincidente.

#### 3.4.2. PILAR ORIGINAL COM CARREGAMENTO CÍCLICO BIAxIAL – PC12-N05

Um pilar quando é sujeito a cargas cíclicas alternadas leva a que a capacidade resistente da secção, que controla a dissipação histerética de energia, diminua devido à degradação de resistência, degradação de rigidez e ao efeito de aperto ou *pinching*.

O estudo do pilar original com carregamento cíclico biaxial, designado por PC12-N05, permitiu a evolução no estudo deste trabalho. Os valores dos parâmetros utilizados na simulação numérica foram os mesmos utilizados na modelação do pilar PC01-N01, e apresentados nos Quadro 3.1 e Quadro 3.2. A análise deste pilar torna-se mais complexa pois são impostos deslocamentos bidirecionais com carga axial constante. A imposição de deslocamentos seguiu a lei definida na secção 2.5 considerando-se uma direção de carga diagonal a 45° descrito na Figura 2.9.

Nas subsecções seguintes são apresentados os resultados obtidos pelo modelo numérico e comparados com os resultados experimentais. A discussão de resultados acompanhar-se-á da apresentação dos mesmos, bem como do registo fotográfico dos modelos numérico e experimental.

##### 3.4.2.1. Relação entre Força e Drift

Como já foi referido na secção anterior os valores dos parâmetros adotados para a modelação deste pilar, em conjunto com o elemento elástico adicionado, permitiu a obtenção da curva histerética nas duas direções, apresentadas na Figura 3.11. A calibração deste elemento adicional mantém-se constante na modelação dos pilares apresentados neste capítulo, pois este consegue reproduzir muito bem a rigidez inicial do pilar, nos primeiros ciclos de carregamento.

Deste modo, é apresentado na Figura 3.11 – a) e b) os resultados obtidos força-drift para as duas direções de carregamento, de acordo com os valores padrão propostos pelo modelo de Menegotto e Pinto (Menegotto e Pinto, 1973), em conjunto com os resultados experimentais do pilar em estudo. Não obstante, na Figura 3.11 a) e b) também estão representados os resultados da força-drift para as duas direções de carregamento do mesmo pilar com os resultados experimentais, mas com a diferença de um parâmetro de calibração,  $a_1$ , correspondente à proposta apresentada por Menegotto e Pinto (Menegotto e Pinto, 1973), para a lei do aço, em que foi alterado o seu valor padrão para o valor de 19. Os resultados obtidos e apresentados na Figura 3.11 a) e b) correspondem à modelação numérica adotada para o presente estudo.

Para justificar esta alteração ao parâmetro indicado, no modelo proposto por este autor, foram confrontados os resultados com a utilização dos valores do parâmetro  $a_1$  para 18.5 e 19, de maneira a compreender melhor as diferenças obtidas.

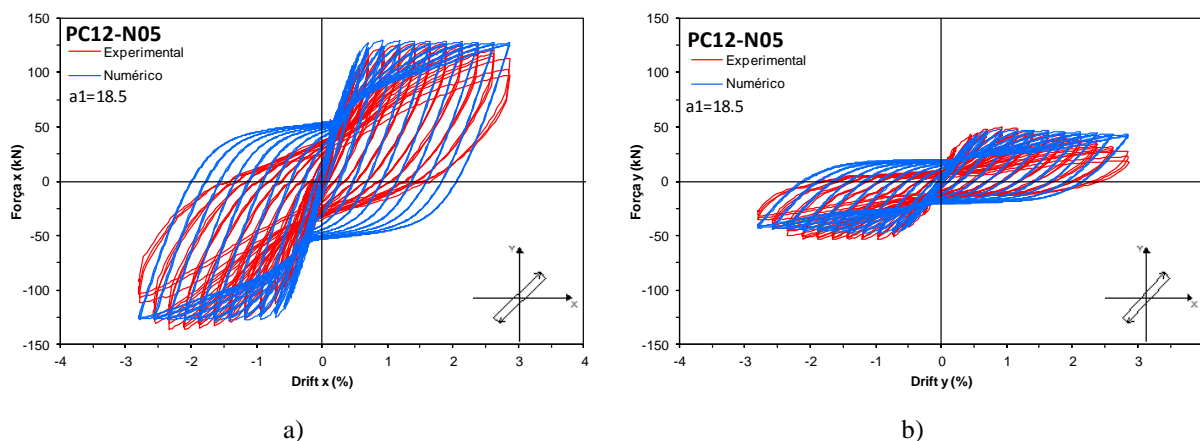


Figura 3.10 – Curvas histeréticas força-drift do pilar PC12-N05: a) segundo a direção X com  $a_1=18.5$ ; b) segundo a direção Y com  $a_1=18.5$ .

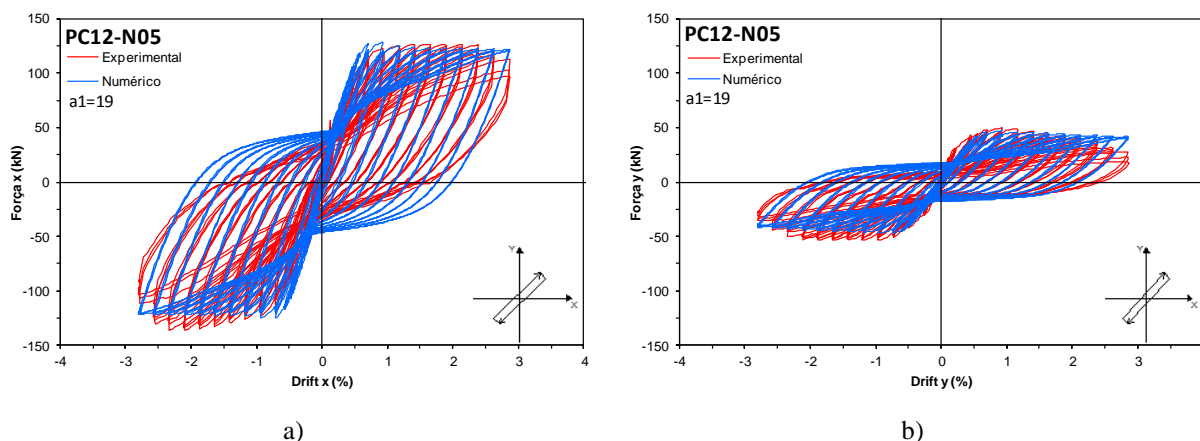


Figura 3.11 – Curvas histeréticas força-drift do pilar PC12-N05: a) segundo a direção X com  $a_1=19$ ; b) segundo a direção Y com  $a_1=19$ .

Os resultados obtidos força-drift permitem concluir que o modelo numérico reproduz satisfatoriamente o nível de resistência do ensaio experimental. Embora no sentido do primeiro carregamento o nível de resistência seja atingido pelo modelo numérico, no sentido inverso verificam-se algumas diferenças. Isto é, o modelo numérico captou níveis de resistência na ordem dos 8% e 10% inferior aos valores atingidos pelo ensaio experimental, nas direções de maior e menor inércia respectivamente.

No que respeita à rigidez das descargas cíclicas, o modelo numérico acompanha relativamente bem o resultado experimental, até ao drift dos 2% aproximadamente, posteriormente o resultado experimental diminui a rigidez significativamente, enquanto que o modelo numérico permanece mais rígido.

O efeito de *pinching*, outro fenómeno importante para o estudo deste tipo de carregamentos ocorre quando, após uma abertura de fenda com plastificação da armadura se dá posteriormente inversão do carregamento com fecho da fenda. É importante que, enquanto se dá o fecho da fenda a armadura recupere a sua deformação plástica, apesar de ser com uma rigidez um pouco inferior, dado o betão estar inativo. Isto significa que funciona somente a armadura à compressão, logo para iguais

incrementos de esforço verificam-se maiores deformações. Numa situação de recarga acontece o oposto, pois o betão ao estar comprimido, permite que na secção haja um ganho de resistência à compressão e rigidez, diminuindo a evolução das deformações.

Como tal, o efeito de *pinching* foi uma dificuldade inerente à calibração deste modelo numérico. Na Figura 3.11 – a) e b) verifica-se um resultado mais rígido em comparação ao resultado obtido na Figura 3.11 a) e b). O parâmetro em termos da lei constitutiva do aço adotada no modelo numérico, que influencia este efeito, diz respeito ao parâmetro  $a_1$ . Este parâmetro influencia consideravelmente o comportamento da resposta, daí ser alterado o seu valor padrão. Esta alteração possibilitou um melhor resultado, em termos de resposta cíclica biaxial, como se pode ver na Figura 3.11 a) e b).

Apresenta-se na Figura 3.12 a envolvente força-drift para as direções X e Y obtida a partir das respostas cíclicas numérica e experimental. Para cada amplitude dos vários ciclos foi considerada a força correspondente ao 3º ciclo para definir a posição da envolvente. Pode observar-se que a envolvente da resposta numérica acompanha bem a envolvente experimental para a direção X. Para a direção Y, a resposta numérica ainda acompanha bem a resposta experimental até um valor de drift de 2%. A partir deste valor de drift a resposta numérica apresenta valores de força mais elevados, não acompanhando a degradação de resistência na direção Y verificada na resposta experimental, em particular próximo da rotura (3% de drift).

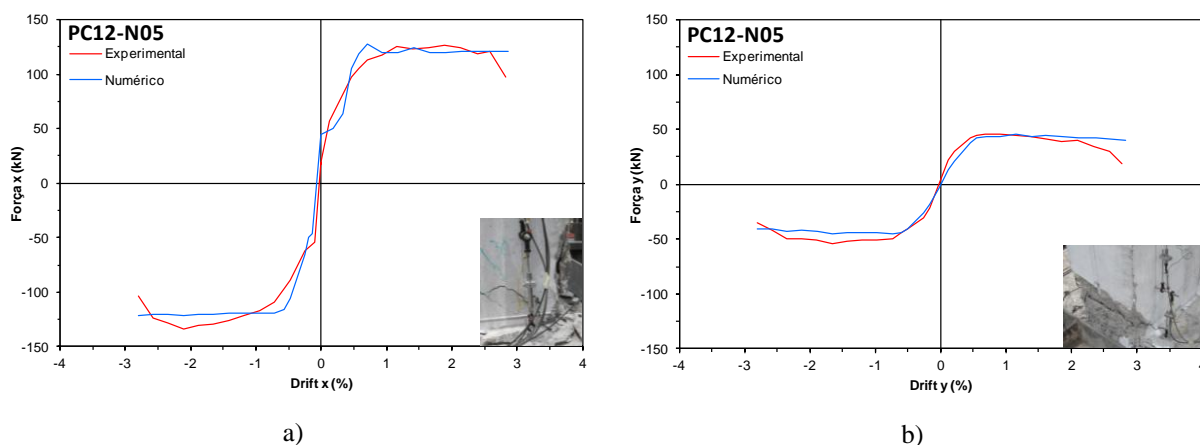


Figura 3.12 – Envolventes força-drift do pilar PC12-N05: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

Com o modelo numérico adotado é possível atingir o mesmo nível de deslocamentos do resultado experimental. Na Figura 3.13 estão representados dois estágios de dano, o primeiro para o drift 1%, correspondente à formação da rótula plástica no ensaio numérico e experimental respetivamente. O segundo para o drift de 3%, correspondente à rotura, tanto do ensaio experimental como também do ensaio numérico.

Sendo assim conclui-se que o modelo de simulação numérica do pilar em estudo acompanha relativamente bem os níveis de dano observado no ensaio experimental.

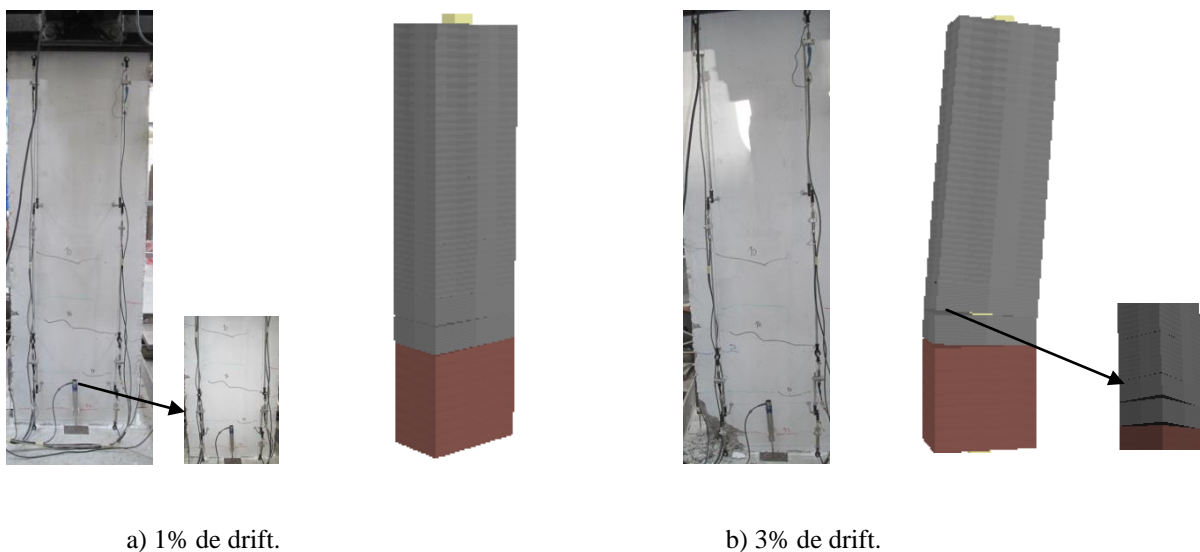


Figura 3.13 – Ensaio PC12-N05: a) 1% de drift; b) 3% de drift (LESE, 2014).

#### 3.4.2.2. Energia dissipada acumulada

A análise da dissipação histerética de energia é também um critério de destaque para carregamentos cíclicos biaxiais de elementos. Dada a alteração do parâmetro ( $a_1$ ), correspondente à lei constitutiva do aço, que interfere no comportamento da resposta, também é relevante realizar a mesma análise comparativa de valores, de modo a justificar o resultado numérico com melhor aproximação do resultado experimental, de acordo com o que foi demonstrado na força e drift.

Assim, a Figura 3.14 - a) corresponde aos resultados apresentados na Figura 3.11 – a) e b), portanto com o valor de parâmetro  $a_1=18.5$  e a Figura 3.14 – b) corresponde aos resultados apresentados na Figura 3.11 – a) e b), ou seja com o valor do parâmetro  $a_1=19$ .

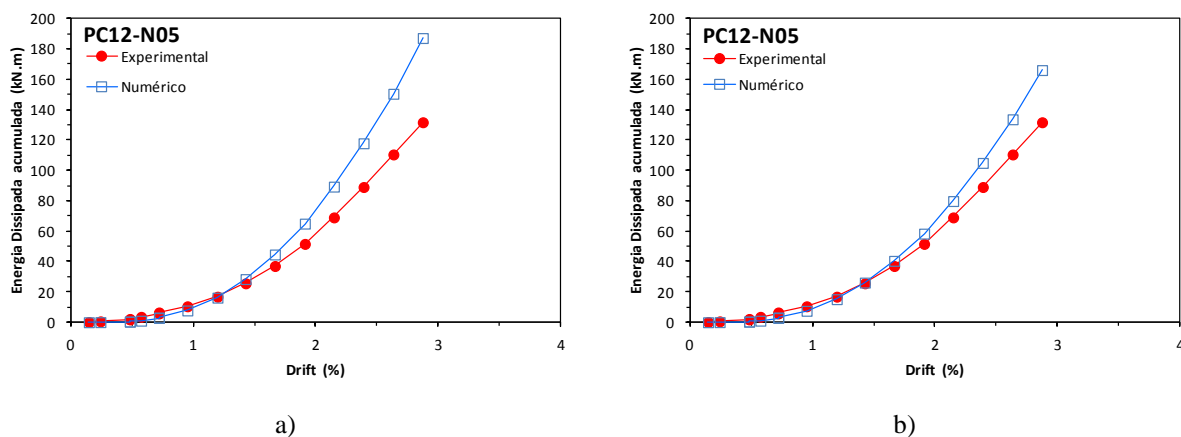


Figura 3.14 – Energia dissipada acumulada do pilar PC12-N05 – a) parâmetro  $a_1$  com valor de 18.5;

b) parâmetro  $a_1$  com valor de 19.

Numa apreciação prévia verifica-se que a resposta numérica expressa no gráfico da Figura 3.14 - a) apresenta maior dissipação de energia que na Figura 3.14 - b), como era de esperar. Isto porque se o material tem um comportamento mais rígido (apresentando maior força) ao longo dos ciclos repetidos, implica que a energia dissipada acumulada será efetivamente maior.

Deste modo, para os resultados obtidos com a calibração deste parâmetro para o valor de 19, foi possível obter uma diminuição na ordem dos 10% da energia dissipada acumulada para o drift de 3%, correspondente à rotura. Esta calibração no modelo numérico permitiu uma melhor representação da resposta experimental, apesar da existência de algumas diferenças existentes que o próprio modelo não consegue captar.

#### 3.4.2.3. Degradação de rigidez

A proposta de cálculo deste critério de análise foi apresentada na secção anterior e segue o procedimento indicado na mesma secção, com a variante de o pilar em estudo estar sujeito a flexão cíclica biaxial. No cálculo foi tido em conta a média dos deslocamentos nos sentidos direto e inverso da resposta histerética, de modo a obter o deslocamento de referência desejado.

A Figura 3.15 representa graficamente os resultados obtidos da degradação de rigidez do pilar em estudo para as duas direções de carregamento. Inicialmente denota-se grandes diferenças de degradação de rigidez nas direções de maior e menor inércia. Isto implica dizer que, na direção de maior inércia, direção de carregamento segundo o eixo X, os gráficos experimental e numérico são praticamente coincidentes, ou seja, o modelo numérico acompanhou os níveis de resistência do ensaio experimental, resultando como consequência uma degradação de rigidez muito semelhante.

Por outro lado, na direção de menor inércia, direção de carregamento segundo o eixo Y, os gráficos experimental e numérico não são coincidentes, no entanto estão muito próximos no ramo inicial com afastamento gradual. No ramo final do gráfico nesta direção, para o drift de 3%, a degradação de rigidez do experimental é inferior ao numérico cerca de 25%.

Numa apreciação global pode concluir-se que a resposta numérica traduz muito bem a degradação de rigidez observada na resposta experimental para a direção x, mesmo para níveis próximos da rotura (drift 3%) nos quais se registou uma degradação de rigidez de cerca de 80%. Para a direção y, a degradação de rigidez da resposta numérica acompanha satisfatoriamente a da resposta experimental apresentando no entanto maiores desvios para níveis de degradação mais intensos (próximo da rotura). Observa-se que a resposta experimental apresenta uma degradação de rigidez de cerca de 90% próximo da rotura, enquanto a resposta numérica apresenta uma degradação de 85%.

Tendo em conta a complexidade do comportamento do pilar quando sujeito ao carregamento cíclico deste ensaio pode considerar-se que a simulação numérica consegue acompanhar muito bem a resposta experimental.

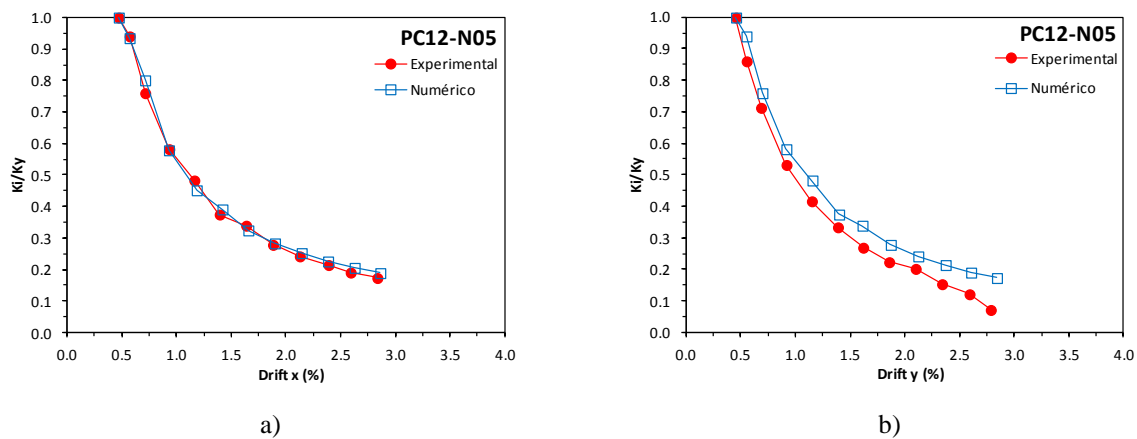


Figura 3.15 – Degradação de rigidez do pilar PC12-N05: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

Pode considerar-se que a estratégia utilizada para a simulação deste ensaio é adequada, permitindo captar os aspetos mais relevantes da resposta experimental, traduzindo relativamente bem os níveis de força e dissipação de energia.

Portanto, as estratégias adotadas para a modelação numérica destes pilares demonstraram uma boa correlação entre os resultados experimentais e numéricos, podendo considerar-se validada a metodologia adotada. Deste modo poderá recorrer-se a esta metodologia de modelação numérica para o estudo dos pilares reforçados que serão apresentados no capítulo seguinte.



# 4

## MODELAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS DOS PILARES REFORÇADOS

### 4.1. INTRODUÇÃO

A aplicação das técnicas de reforço utilizadas no presente estudo tem como objetivo dotar os pilares de uma capacidade de deformação inelástica superior, na zona de formação de rótulas plásticas, através do aumento do confinamento do betão nessa zona crítica. Esse aumento de confinamento é dado pelas soluções de reforço que serão apresentadas neste trabalho e visa permitir grandes rotações nas rótulas plásticas, devido ao aumento da capacidade de ductilidade do elemento, (Varum, Rodrigues, Fernandes, Costa e Arêde, 2009), (Rodrigues, Arêde, Silva, Rocha e Furtado, 2014).

Deste modo, com o intuito de estudar o comportamento estrutural dos pilares para diversas soluções de reforço adotadas, foram realizados ensaios experimentais no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE), a uma série de quatro pilares que foram reparados e reforçados para serem novamente ensaiados. Posteriormente, foram simulados numericamente os pilares com as respetivas soluções de reforço, com recurso ao programa de modelação numérica utilizado para os pilares originais e apresentado no Capítulo 3 (SeismoSoft, 2007).

Assim, este capítulo aborda os quatro pilares reforçados com a seguinte designação: PC12-N03R, PC12-N04R, PC12-N05RA e por último PC12-N06R. Cada um destes pilares apresenta na sua nomenclatura uma letra adicional, R, que distingue o pilar original do pilar reforçado.

No pilar PC12-N05RA, a referência adicional, A, foi adicionada uma vez que neste caso se trata de um segundo ensaio da mesma solução de reforço já ensaiada anteriormente (LESE 2014) com a referência PC12-N05R.

Os pilares designados por PC12-N03R, PC12-N04R e PC12-N06R apresentam soluções de reforço distintas. A solução de reforço adotada no primeiro pilar foi o aumento da armadura transversal da secção transversal (PC12-N03R). O segundo pilar com a aplicação de mantas de fibras de carbono (PC12-N04R) e o terceiro pilar com a aplicação de barras de aço (PC12-N06R), (Rocha, Delgado P., Rodrigues, Santos, Arêde, Vila Pouca, Costa e Delgado R., 2006), (Rocha, Delgado P., Vila Pouca, Arêde, Costa e Delgado R., 2008). O estudo destes pilares surgem no âmbito do projeto cofinanciado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), sobre Avaliação Estrutural e Reforço de Pilares de Betão Armado sob Ação Cíclica Horizontal Biaxial (LESE, 2014).

Relativamente ao pilar com a designação PC12-N05RA foi aplicada uma solução de reforço com tiras de fibras de carbono igualmente distribuídas ao longo da extensão da zona de reparação do pilar. Este pilar foi reparado, reforçado e novamente ensaiado, onde a autora deste trabalho teve participação

ativa no ensaio realizado. Enquanto que, nos restantes pilares abordados neste trabalho, a autora não participou nos ensaios experimentais, no entanto realizou a análise e tratamento de resultados experimentais e procedeu à simulação numérica dos ensaios destes pilares, com análise comparativa de resultados numéricos e experimentais. Deste modo, surgiu a oportunidade no âmbito do presente trabalho de ensaiar o pilar PC12-N05RA com a solução de reforço indicada, de forma a complementar a informação obtida na campanha experimental anteriormente realizada.

Portanto, na secção seguinte será apresentada uma descrição detalhada dos três pilares reforçados, ensaiados na campanha experimental inserida no âmbito do projeto anteriormente referido (LESE, 2014). Posteriormente será apresentada uma descrição do pilar reforçado e ensaiado no âmbito do presente estudo. Nas secções seguintes serão apresentadas as estratégias de modelação adotadas para a simulação dos vários ensaios dos pilares reforçados, assim como a análise comparativa e discussão dos respetivos resultados experimentais e numéricos.

## 4.2. DESCRIÇÃO DOS PILARES REFORÇADOS

Os pilares apresentados foram submetidos experimentalmente a carregamentos cíclicos biaxiais com carga axial constante. Possuem as mesmas características geométricas que os pilares originais apresentadas no capítulo 2, embora sumariamente apresentadas no Quadro 4.1. A lei de carga utilizada é comum aos pilares originais, ou seja segue um caminho de carregamento biaxial em diagonal a 45°.

Quadro 4.1. – Especificações e características de carregamento dos pilares reforçados.

Pilar	Secção [cm <sup>2</sup> ]	f <sub>cm</sub> [MPa]	f <sub>yk</sub> [MPa]	Carga Axial [kN]	Lei de deslocamentos horizontais	Tipo de carregamento	Técnica de Reforço adotada
PC12-N03R	30x50	27.9	478	300	Diagonal a 45°	cíclico	Aumento da armadura transversal
PC12-N04R							Aumento da armadura transversal e mantas CFRP*
PC12-N06R							Aumento da armadura transversal e barras de aço

\* CFRP - Pilares Reforçados com fibras de carbono

Os três pilares enunciados anteriormente, como já foi referido no capítulo 2, foram submetidos primeiramente a ensaios biaxiais com carga axial constante, sendo posteriormente reparados e reforçados para serem novamente ensaiados, por forma a ser avaliado o seu comportamento para a solução de reforço executada. Deste modo, a reparação consistiu na reconstrução da zona danificada de cada pilar, conforme será descrito a seguir, com o aumento da armadura transversal da secção transversal do pilar, através da redução do espaçamento entre cintas de 15cm para 7.5 cm. A nível externo, na zona danificada, foram adotadas três soluções de reforço. A primeira diz respeito à utilização de mantas de fibras de carbono ao longo de toda a extensão danificada reparada, correspondente ao pilar PC12-N04R. No segundo pilar foi adotada a solução de reforço com barras de aço, igualmente distribuídas pela zona reparada do pilar com a designação de PC12-N06R. O pilar PC12-N03R foi unicamente reparado e reforçado na zona de intervenção com o aumento da armadura transversal, não tendo sido realizado nenhum reforço exterior.

O processo de reparação e reforço dos quatro pilares foi realizado por técnicos do LESE e por uma empresa exterior contratada para a aplicação do reforço nos pilares (Empresa STAP). Uma série de

procedimentos foram realizados e são descritos a seguir: Todos estes processos e procedimentos adotados baseiam-se em trabalhos anteriores desenvolvidos.

Os procedimentos são sequencialmente apresentados:

- 1) A delimitação da área de reparação (secção crítica na zona de formação de rótula plástica), geralmente se inicia na zona de ligação do pilar à sapata até 50 cm ao longo da altura do pilar, Figura 4.1 a);
- 2) Remoção e limpeza do betão e das armaduras danificadas, Figura 4.1 b);
- 3) Alinhamento e substituição das armaduras longitudinais e transversais na zona danificada, bem como a colocação de armaduras longitudinais adicionais soldadas às existentes, de forma a assegurar a resistência na zona da emenda, Figura 4.1 c);
- 4) Aplicação da cofragem de madeira e do micro betão pré misturado modificado Figura 4.1 d) e e);
- 5) Aspeto final do pilar reparado, Figura 4.1 f).

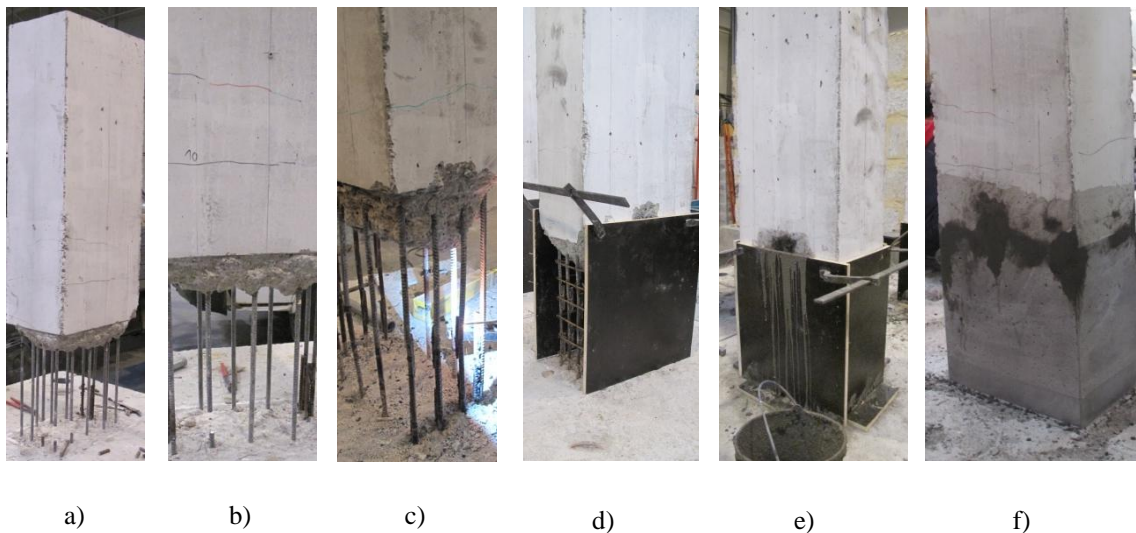


Figura 4.1 – Processo de reparação da armadura transversal dos pilares: a) delimitação da área de reparação; b) Remoção e limpeza do betão e das armaduras danificadas; c) Colocação de armaduras longitudinais adicionais soldadas às existentes; d) Aplicação da cofragem de madeira; e) micro betão pré misturado modificado; f) Aspeto final do pilar (LESE, 2014).

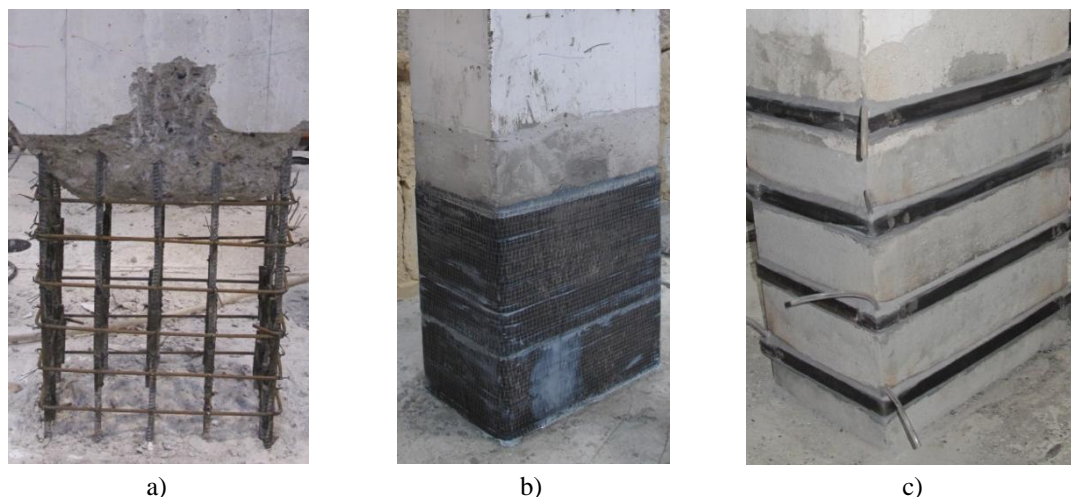


Figura 4.2 – Técnicas de reforço: a) Aumento da armadura transversal (PC12-N03R); b) mantas de fibras de carbono (PC12-N04R); c) Barras de aço (PC12-N03R) (LESE, 2014).

O reforço de pilares de betão armado pode ser concebido de acordo com os vários critérios encontrados na literatura. Neste trabalho, os critérios utilizados seguem as propostas apresentadas por Priestley (Priestley, 2000) e Monti *et al* (Monti, Nisticò, e Santini, 2001), para o dimensionamento do reforço. Ambas as propostas adaptam-se a estas soluções de reforço, nomeadamente para o reforço de pilares com mantas de fibras de carbono (CFRP), e para o reforço de pilares com barras de aço. No segundo caso, reforço com barras de aço, alguns ajustes são tomados em consideração, de modo a que a quantidade calculada de material tenha uma distribuição apropriada pelas placas que materializam o reforço.

Note-se que um dos princípios fundamentais do dimensionamento do reforço é garantir um adequado desempenho sísmico dos pilares, proporcionando uma ductilidade predefinida. Caso a decisão tomada seja a favor do reforço é também importante referir que deve ser tido em conta a análise custo-benefício, através do estudo da zona a intervir com esta solução.

A descrição pormenorizada, que será de seguida apresentada, sobre os pilares reforçados inclui o dimensionamento da solução de reforço adotada. As expressões de cálculo utilizadas e apresentadas remetem para a análise de critérios definida para a concretização do reforço, no entanto o dimensionamento propriamente dito não foi realizado pela autora deste trabalho.

#### 4.2.1. PILAR REFORÇADO – PC12-N03R

O pilar PC12-N03R tem como solução de reforço a redução do espaçamento da armadura transversal da secção transversal do pilar. Como tal, esta redução visa aumentar o confinamento na zona danificada, zona essa suscetível à formação da rótula plástica, devido às rotações não elásticas experimentadas pelo pilar. Assim um primeiro objetivo foi efetuar o dimensionamento do reforço de forma a garantir maior ductilidade do pilar através do aumento do confinamento na zona de formação de rótulas plásticas, pela redução do espaçamento entre cintas de 15cm a 7.5cm. A Figura 4.3 apresenta a configuração da intervenção no pilar respetivo:



Figura 4.3 – Pilar reforçado com aumento da armadura transversal: a) Representação esquemática; b) Pilar real PC12-N03R (LESE, 2014).

#### 4.2.2. PILAR REFORÇADO – PC12-N04R

O pilar PC12-N04R tem como solução de reforço o aumento da armadura transversal e a aplicação de mantas de fibras de carbono na zona reparada, correspondente à zona crítica da rótula plástica. Como já foi dito anteriormente procedeu-se ao cálculo do dimensionamento deste reforço com a utilização dos critérios de dimensionamento apresentados por Priestley *et al* (Priestley e Park, 1987) confrontados posteriormente com a proposta de Monti *et al*. (Monti, Nisticò, e Santini, 2001). A abordagem foi utilizada para determinar a espessura das mantas de carbono (LESE, 2014).

Para a solução de reforço em estudo, mantas de fibras de carbono, o procedimento de cálculo efetuado e descrito no âmbito do projeto onde está inserido o presente estudo (LESE, 2014), na determinação da espessura do encamisamento a utilizar, foi realizado de forma a atingir um deslocamento alvo  $\Delta=50\text{mm}$  no ponto de aplicação da força horizontal. Assim concluiu-se que seriam necessárias três camadas de mantas de fibras de carbono com espessura 0.117mm.

As propriedades do encamisamento com mantas de fibras de carbono encontram-se resumidas no Quadro 4.2.

Quadro 4.2. – Propriedades do CFRP.

	Tensão última CFRP $f_{uj}$ [MPa]	Extensão última do CFRP $\epsilon_{cfrp}$ [m/m]	Espessura CFRP $t_j$ [mm]	Módulo de Elasticidade CFRP $E_{cfrp}$ [GPa]
PC12-N04R	3800	0,0155	0,117	240

A zona do pilar adaptada com reforço estende-se ao longo da distância igual ao maior valor entre a profundidade da seção transversal,  $h$ , na direção de carregamento horizontal e o produto de  $0.25 \times L$ , onde  $L$  é o comprimento do pilar. Nos pilares reforçados presentes neste trabalho adotou-se uma altura

de  $L_j = 50$  cm, após as verificações realizadas das condições de aplicação de encamisamento com materiais compósitos. A Figura 4.4 mostra o esquema geral da solução adotada para o pilar, bem como o pilar real nas condições iniciais antes de realizado o ensaio experimental.

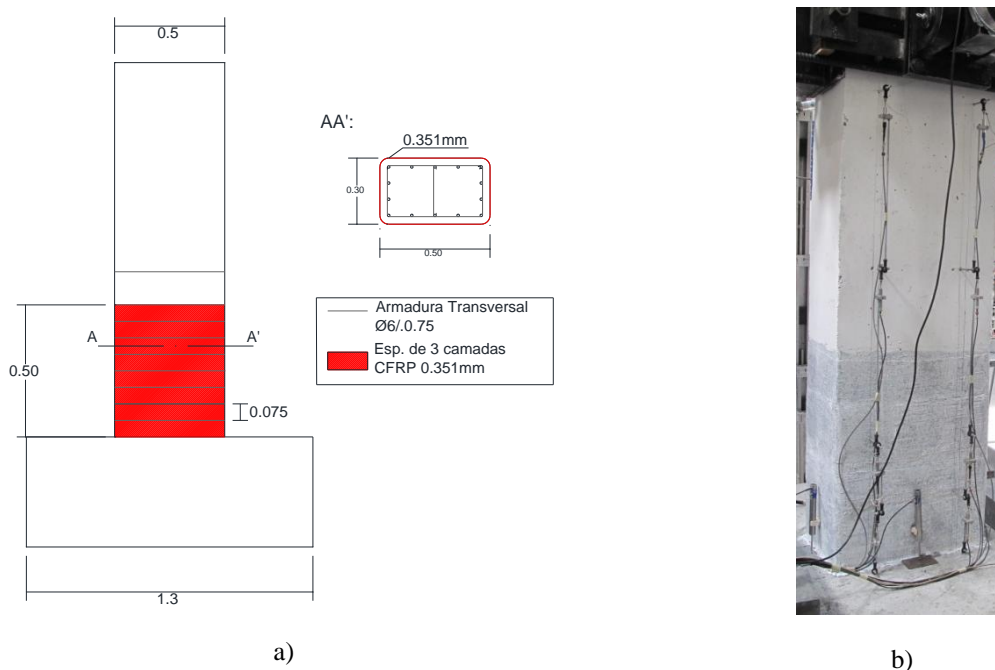


Figura 4.4 – Pilar reforçado com mantas de fibras de carbono: a) Representação esquemática; b) Pilar real PC12-N04R (LESE 2014).

#### 4.2.3. PILAR REFORÇADO - PC12-N06R

O pilar PC12-N06R tem como solução de reforço o aumento da armadura transversal e a aplicação de barras de aço na zona de reparação, correspondente à secção crítica para formação de rótulas plásticas. A fim de ser possível atingir o mesmo objetivo mencionado na técnica de reforço do pilar PC12-N04R, ou seja o deslocamento alvo de 50 mm, foram dimensionadas barras de aço, segundo o critério apresentado por Priestley *et al* (Priestley e Park, 1987), confrontado posteriormente com a proposta de Monti *et al*. (Monti, Nisticò, e Santini, 2001).

O procedimento utilizado para o dimensionamento da espessura das barras de aço, bem como a largura das mesmas foi realizado de acordo com o procedimento apresentado no projeto onde está inserido este trabalho (LESE, 2014).

O reforço do pilar com a solução de barras de aço foi assumido com a mesma altura que o revestimento com mantas de fibras no pilar PC12-N04R, isto é com 50 cm. A comparação entre as duas soluções de reforço é deste modo permitida, pois as condições iniciais são idênticas.

A área total do revestimento com a solução de barras de aço, por face, foi determinada através da divisão da zona reparada pelo número de tiras de barras de aço. Sendo assim, foram adotadas quatro barras de aço. Relativamente ao dimensionamento das mesmas, conforme o procedimento de cálculo apresentado no âmbito do projeto anteriormente referido (LESE, 2014), foi determinada a largura da barra, com 30 mm no caso em estudo e a espessura com o valor de 5 mm.

As propriedades do betão utilizado na zona de reparação possuem as mesmas características dos casos anteriores apresentados. Quanto à resistência do aço das barras adicionadas na face exterior é de 275 MPa e a extensão última é de 0.015.

As barras de aço foram dobradas em forma de L, ligadas ao pilar com uma resina epóxi e soldada *in situ* em dois cantos para completar a gola. As barras de aço deste pilar foram colocadas em quatro níveis, em distâncias crescentes, desde a base do pilar até à altura da secção que foi reparada, representado na Figura 4.5 a). Posteriormente à soldadura realizada, os espaços vazios entre as barras e o betão foram preenchidos com a injeção de dois componentes de resina epóxi, a fim de garantir um contacto completo e eficiência do reforço externo colocado.

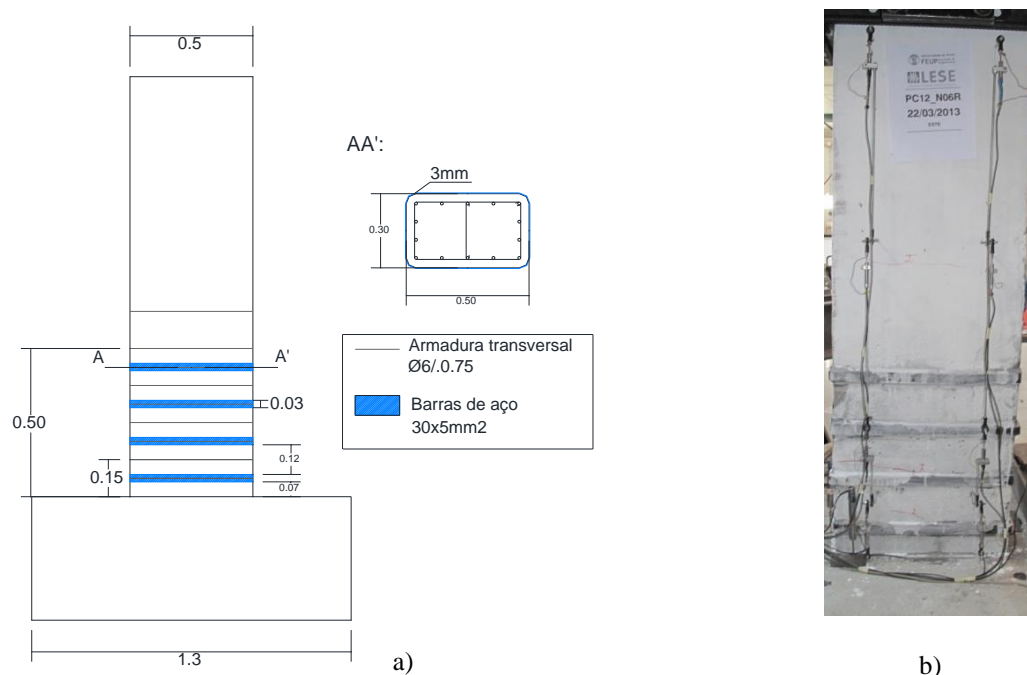


Figura 4.5 – Pilar reforçado com barras de aço: a) Representação esquemática; b) Pilar real PC12-N06R (LESE, 2014).

### 4.3. DESCRIÇÃO DO PILAR REFORÇADO PC12-N05RA

A solução de reforço executada no pilar PC12-N05RA corresponde ao aumento da armadura transversal e à aplicação das mesmas fibras de carbono aplicadas no PC12-N04R, no entanto em vez de ser aplicada uma manta a cobrir toda a extensão reparada, foram aplicadas 4 tiras de fibras de carbono cujas propriedades foram apresentadas no Quadro 4.2. As tiras de largura constante foram aplicadas com iguais espaçamentos, ao longo da extensão da zona danificada.

Como foi referido anteriormente surgiu a oportunidade de ensaiar este pilar no âmbito do presente trabalho, a fim de ser complementada a informação recolhida na campanha experimental anteriormente realizada e inserida no âmbito do projeto (LESE, 2014). O presente estudo visa dar continuidade aos trabalhos até então realizados, de forma a contribuir positivamente para o avanço do conhecimento no reforço de pilares de betão armado.



Numa fase inicial foram recolhidas amostras de varões de aço, da campanha experimental anterior, de diâmetros correspondentes aos da armadura longitudinal e da armadura transversal do pilar, para substituição dos varões e estribos danificados no pilar em estudo. Então, a fim de se garantir as mesmas características do aço no pilar, estas amostras foram submetidos a ensaios de tração, de acordo com os resultados apresentados na Figura 4.6 e na Figura 4.7.

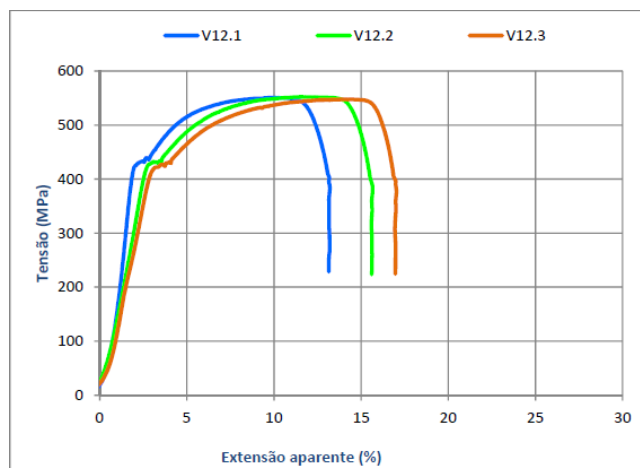


Figura 4.6 – Curvas de Tensão-Deformação dos varões de aço de 12 mm de diâmetro do pilar PC12-N05RA.

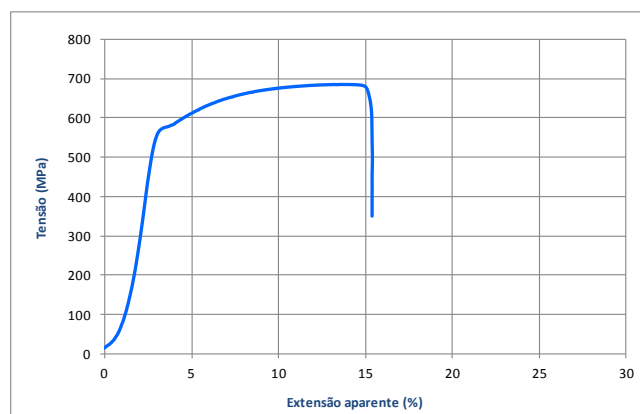


Figura 4.7 – Curvas de Tensão-Deformação dos varões de aço de 6 mm de diâmetro do pilar PC12-N05RA.

No Quadro 4.3 encontram-se os resultados obtidos dos ensaios de tração das amostras, de acordo com as curvas tensão-deformação apresentadas na Figura 4.6 e na Figura 4.7.



Quadro 4.3. – Propriedades dos mecânicas do aço.

	Varão (diâmetro)	Provete	Módulo de Elasticidade E [GPa]	Tensão de Cedência $f_{sy}$ [MPa]	Tensão última $f_{su}$ [MPa]	Deformação última $\epsilon_{su}$ [%]
PC12-N05RA	12 mm	1	*	432.00	550.70	12.00
		2	*	430.00	552.00	14.00
		3	*	424.10	547.40	15.00
		Média	-	428.70	550.03	13.67
	6 mm	1	204.79	560.00	686.14	15.00

\* Sem informação.

Os resultados obtidos satisfazem as condições iniciais obtidas nos ensaios das amostras dos varões de aço utilizados nos pilares originais e que foram apresentados no capítulo 2. Deste modo, foram emendados por soldadura quatro varões em conjuntos de dois varões com as mesmas características das armaduras do pilar, aos quais foram realizados ensaios de tração para verificação da conformidade das emendas (soldaduras). Na Figura 4.8 a); b) e c) apresentam-se as amostras realizadas das emendas.



a) Provete 1 (12 mm)



b) Provete 2 (12 mm)



c) Provete 3 (12 mm)

Figura 4.8 – Emendas de armaduras utilizadas no pilar PC12-N05RA.

O procedimento utilizado para a reparação do pilar é semelhante ao que foi apresentado na descrição inicial dos pilares reforçados. Não obstante, dada a participação ativa da autora na fase experimental são apresentadas as fases evolutivas do processo na Figura 4.9.



Figura 4.9 – Reparação do Pilar PC12-N05RA: a) colocação das armaduras das soldaduras; b) colocação da armadura transversal; c) colocação da cofragem de madeira; d) Betonagem do pilar; e) cura do betão; f) colocação das tiras de CFRP.

O procedimento de cálculo da espessura do reforço do pilar com tiras de fibras de carbono segue o modelo proposto por Priestley *et al* (Priestley e Park, 1987), tendo sido posteriormente confrontado com a proposta de Monti *et al*. (Monti, Nisticò, e Santini, 2001). Esta estratégia foi adotada a fim de se conseguir o mesmo objetivo mencionado no deslocamento com a técnica de reforço adotada com mantas de fibras de carbono, PC12-N04R. Deste modo, as propriedades do CFRP são as mesmas para esta solução de reforço e foram apresentadas anteriormente no Quadro 4.2.

Considerando-se os mesmos dados adotados para o PC12-N04R, isto é a resistência à compressão do betão na região reparada,  $f'_{co} = 50.74$  MPa, o módulo de elasticidade mencionado  $E_{fk} = 240000$  MPa, obteve-se uma espessura total dimensionada para a zona de reforço com CFRP de  $t_j = 0.351$  mm, para a altura da zona reparada total de 500 mm. O valor da área total ao longo desta altura é de  $58.5 \text{ mm}^2$  ( $0.117 \times 500 = 58.5 \text{ mm}^2$ ), dividido em três tiras de fibras de carbono, CFRP, com 80mm de largura, espaçadas de 70mm, cada uma com 3 camadas de espessura de tiras de CFRP, sendo a primeira tira colocada a 40mm de distância da base do pilar até à primeira placa.

É importante referir que, aquando da reparação e aplicação do reforço do pilar, a área de contacto da zona betonada com a zona original não apresentava os requisitos pretendidos, pelo que foi decidido aplicar uma quarta tira de fibra de carbono na referida área de ligação, por forma a atenuar as anomalias de execução detetadas. Na Figura 4.10 apresenta-se um esquema geral do reforço do pilar com a solução adotada.

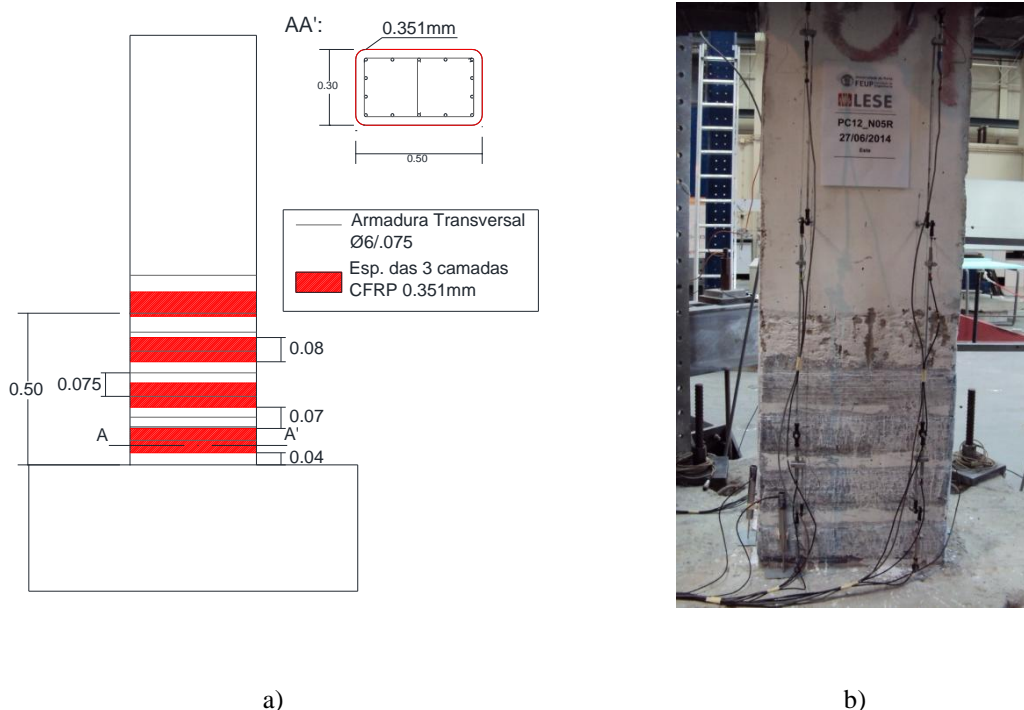


Figura 4.10 - Pilar reforçado com tiras CFRP: a) Representação esquemática; b) Pilar real PC12-N05RA.

#### 4.4. METODOLOGIA ADOTADA NA MODELAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Nesta secção apresentam-se os aspetos particulares adotados na simulação numérica dos ensaios dos pilares reforçados, assim como as estratégias utilizadas para a calibração dos modelos. A simulação numérica realizada para os quatro pilares referidos neste capítulo, apresentam algumas diferenças face à modelação numérica dos pilares efetuada no capítulo anterior. Isto significa que, a estratégia de modelação numérica dos pilares definida inicialmente mantém-se no estudo dos pilares reforçados, embora seja acrescida a parte do reforço, por forma a ser possível realizar uma análise comparativa com os resultados experimentais obtidos (Vila Pouca, Arêde, Monteiro, Delgado P., Costa e Delgado R., 2009), (Rodrigues, Campos, Arêde, Romão, Costa e Varum, 2012).

O programa de simulação numérica utilizado para modelar os pilares de betão armado reforçados (SeismoSoft, 2007), não permite integrar de forma direta os diversos tipos de reforço apresentados neste trabalho. No entanto, a versão mais atualizada do programa possui um novo material designado por betão reforçado com fibras de carbono (modelo não linear de betão confinado reforçado com fibras de carbono – *Con\_frp*), para ser possível simular elementos de betão armado com este tipo de reforço. Ou seja, este é um modelo não-linear uniaxial de confinamento variável desenvolvido e programado por Ferracuti e Savoia (Ferracuti e Savoia, 2005), que segue a relação constitutiva e as regras cíclicas propostas por Mander *et al* (Mander, Priestley e Park, 1988), para a compressão. Os autores Yankelevsky e Reinhardt (Yankelevsky e Reinhardt, 1989), desenvolveram uma relação constitutiva para a tração. No que diz respeito aos efeitos de confinamento introduzidos pelo reforço com fibras de carbono, o programa segue as leis propostas por Spoelstra e Monti (Spoelstra e Monti, 1999), também referidas no cálculo do dimensionamento do reforço aplicado nos pilares que foram ensaiados experimentalmente.

Deste modo, apresenta-se de seguida, as características específicas de cada solução de reforço adotada na simulação numérica dos quatro pilares, bem como as estratégias utilizadas na modelação.

## 4.4.1. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO PILAR REFORÇADO PC12-N03R

A modelação do pilar PC12-N03R, teve como solução de reforço a redução a metade do espaçamento entre estribos. Os critérios e estratégias de modelação são idênticos aos da modelação adotados nos pilares originais e apresentados no capítulo 3. Isto é, com os mesmos parâmetros de modelação apresentados, tanto para a lei do aço como para a lei do betão confinado e não confinado.

Deste modo, de acordo com as expressões de cálculo (3.1) e (3.2) do coeficiente de confinamento do betão, apresentado no capítulo anterior, proposta por Mander *et al* (Mander, Priestley e Park, 1988), vem no seguimento da alteração deste parâmetro na simulação numérica deste pilar, devido ao aumento do confinamento da zona de reparação do mesmo.

Dado o aumento da armadura transversal da secção transversal do pilar, o valor do coeficiente de confinamento, segundo a proposta apresentada, resulta consequentemente mais elevado, não só pelo aumento de estribos, como também pela presença das soldaduras nas emendas das armaduras longitudinais substituídas, o que conferiu uma maior resistência e ductilidade dos elementos, nesta zona intervencionada.

Sendo assim, a modelação numérica do pilar em estudo manteve o mesmo número de subelementos discretizados (Figura 3.2), onde o efeito das emendas por soldadura em termos médios foi representado no primeiro subelemento, zona de emenda pilar-sapata, através de um aumento de 11% da armadura longitudinal. Esta decisão qualitativa resultou do facto da forma de execução das emendas ser distinta ao longo da secção transversal do pilar, o que conferiu de certo modo um aumento de armaduras nessa zona. Este critério corresponde de forma aproximada às condições em que foram feitas as emendas das armaduras. Relativamente ao aumento de armadura transversal, este encontra-se implicitamente incluído na lei do confinamento do betão através do coeficiente  $K_c$ .

Para tal, foi necessário criar um novo material, denominado de reforço, admitindo uma secção retangular de betão armado, em que os valores dos parâmetros definidos dizem respeito à solução de reforço implementada. No Quadro 4.4 são apresentados os parâmetros adotados para este material de reforço, na modelação deste pilar.

Quadro 4.4. – Parâmetros mecânicos do betão com reforço.

	Tensão de compressão $f_c$ [MPa]	Tensão de tração $f_t$ [MPa]	Deformação na Tensão de pico $\epsilon_c$ [%]	Fator de confinamento $K_c^*$
PC12-N03R	27.9	0	0.34	1.11

\* O fator de confinamento foi calculado pela proposta apresentada por Mander *et al* (1988)

## 4.4.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO PILAR REFORÇADO PC12-N04R

A modelação do pilar PC12-N04R teve em consideração o reforço dos estribos (duplicação dos estribos) e a aplicação de mantas de fibras de carbono, na altura respetiva do elemento reparado.

O critério adotado para atender a emenda das armaduras por soldadura mantém-se idêntico ao exposto no pilar anteriormente apresentado, tendo sido tomada a decisão de um aumento de 10% de armadura longitudinal ao longo da altura dos dois primeiros subelementos (Figura 3.2), em que está dividido o elemento total.

O elemento elástico considerado na modelação foi novamente calibrado tendo em consideração a resposta experimental no ramo elástico inicial. Esta decisão resulta do facto de se ter verificado que, com as características do elemento elástico utilizado na simulação dos pilares originais, se obteve uma resposta muito rígida na fase inicial na simulação dos pilares reforçados. Este aspeto estará relacionado com os modelos do betão utilizados nestes pilares reforçados.

No que diz respeito à redução do espaçamento entre estribos na zona de reparação, implicitamente este efeito de confinamento dado pelo aumento da armadura transversal da secção, está representado pelo aumento do valor da resistência à compressão do betão na parte reforçada.

Como já foi dito anteriormente, o programa de simulação numérica permite modelar elementos de betão armado com a solução de reforço com fibras de carbono. Dado que o presente estudo elabora a análise deste reforço nos pilares de betão armado, tornou-se imperativo utilizar este material para o respetivo reforço da zona reparada do pilar. Os três primeiros subelementos do elemento total, a contar da base do pilar, foram definidos com esta solução.

As características mecânicas do material foram definidas no programa de simulação, através de sete parâmetros de calibração, que são apresentados no Quadro 4.5.

Quadro 4.5. – Parâmetros mecânicos do betão reforçado com mantas de fibras de carbono.

	Tensão de compressão do betão não confinado $f_c$ [MPa]	Deformação na Tensão de pico do betão não confinado $\varepsilon_c$ [%]	Módulo de Elasticidade das mantas CFRP $E_{cfRP}$ [GPa]	Extensão última do CFRP $\varepsilon_{cfRP}$ [m/m]	Rácio para mantas CFRP $\rho_t$ [-]	Extensão última de tração $\varepsilon_t$ [m/m]	$\gamma_{betão}$ [Kn/m <sup>3</sup> ]
PC12-N04R	50.74	0.34	240	0.0155	0.00375	0	24

Sabendo que,  $\rho_t$  é a relação entre a área do reforço com fibras de carbono e a área de betão armado. Por fim, note-se que os valores adotados resultam do dimensionamento realizado na fase experimental, anteriormente referida, conforme as leis propostas para caracterização do material.

#### 4.4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO PILAR REFORÇADO PC12-N05RA

A modelação do pilar PC12-N05RA teve em consideração o aumento da armadura transversal e à aplicação das mesmas fibras de carbono aplicadas no PC12-N04R, no entanto em vez de ser aplicada uma manta a cobrir toda a extensão reparada, foram aplicadas 4 tiras de fibras de carbono de largura constante, igualmente espaçadas, ao longo da extensão da zona danificada.

A metodologia de reforço e as estratégias adotadas foram idênticas à do pilar PC12-N04R, no entanto no pilar PC12-N05RA foram utilizadas tiras de fibras de carbono em vez das mantas. Sendo assim, as propriedades mecânicas deste material é semelhante à do pilar PC12-N04R, exceto o parâmetro  $\rho_t$ , que foi reduzido a 60% do valor adotado no pilar reforçado com mantas. Isto deve-se ao facto deste parâmetro estar diretamente relacionado com a área do betão armado reforçado com fibras de carbono. Esta decisão foi tomada de acordo com a redução do reforço nesta zona. O Quadro 4.6 resume os parâmetros definidos no modelo numérico para o reforço adotado.

Quadro 4.6. – Parâmetros mecânicos do betão reforçado com tiras de fibras de carbono.

	Tensão de compressão do betão não confinado $f_c$ [MPa]	Deformação na Tensão de pico do betão não confinado $\varepsilon_c$ [%]	Módulo de Elasticidade das mantas CFRP $E_{cfrp}$ [GPa]	Extensão última do CFRP $\varepsilon_{cfrp}$ [m/m]	Rácio para mantas CFRP $\rho_t$ [-]	Extensão última de tração $\varepsilon_t$ [m/m]	$\gamma_{betão}$ [Kn/m <sup>3</sup> ]
PC12-N05RA	50.74	0.34	240	0.0155	0.002247	0	24

Inicialmente, a simulação numérica deste pilar foi efetuada de acordo com a estratégia de modelação até então realizada em todos os pilares apresentados neste trabalho. No entanto, a resposta obtida pelo modelo quando comparada com a resposta experimental apresentava grandes diferenças em termos de resistência e rigidez inicial. Decidiu-se então alterar três aspetos da modelação no sentido de se avaliar a sua influência procurando obter-se uma melhor aproximação à resposta experimental.

Uma das alterações incidiu sobre a rigidez do elemento elástico incluído na modelação. Procedeu-se a uma nova calibração da rigidez deste elemento de forma a obter-se uma melhor aproximação da rigidez inicial com os resultados experimentais. Com uma redução de cerca de 50% da rigidez deste elemento obteve-se uma melhor representação da rigidez inicial.

Para se atender ao efeito das emendas dos varões da armadura longitudinal considerou-se um aumento médio de 5% da área destas armaduras, tendo-se obtido, para a direção de maior inércia, uma boa aproximação relativamente à força máxima registada no ensaio. Importa referir que nos outros pilares tinha sido adotado um aumento de cerca de 10% da área destas armaduras. Esta diferença justifica-se pelo facto do procedimento de emenda dos varões não ser exatamente o mesmo em todos os ensaios. De facto, com a técnica utilizada, algumas emendas surgem precisamente na zona das fissuras principais da rótula conduzindo ao efetivo aumento de armadura nesta zona. No entanto, como as emendas dependem dos danos sofridos pelas armaduras no ensaio original, não é possível antever com rigor o efetivo aumento de armadura.

Um terceiro aspeto prende-se com o recobrimento nominal das armaduras, que foi adaptado tendo em conta o procedimento experimental realizado e acompanhado pela autora deste trabalho. Deste modo, o valor adotado para o recobrimento foi de 6 cm. Este é um valor médio, dado que o recobrimento varia em cada face da secção transversal do pilar.

De qualquer modo, o confronto de resultados para as duas simulações numéricas, tendo em conta os parâmetros de modelação adotados, será apresentado na secção seguinte, por forma a compreender melhor os motivos que conduziram à alteração da estratégia inicial de modelação para este pilar em estudo.

#### 4.4.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO PILAR REFORÇADO PC12-N06R

A modelação do pilar PC12-N06R teve em consideração como solução de reforço o aumento da armadura transversal e a aplicação de barras de aço na zona de reparação, correspondente à secção crítica para formação de rótulas plásticas.

Para se atender ao efeito das emendas dos varões da armadura longitudinal considerou-se um aumento médio de 20% da área destas armaduras, tendo-se obtido, para a direção de maior inércia, uma boa aproximação relativamente à força máxima registada no ensaio. Importa referir que nos outros pilares tinha sido adotado um aumento de 5% e cerca de 10% da área destas armaduras. Esta diferença justifica-se pelo facto do procedimento de emenda dos varões não ser exatamente o mesmo em todos

os ensaios. Conforme já foi dito anteriormente, com a técnica utilizada, algumas emendas surgem precisamente na zona das fissuras principais da rótula conduzindo ao efetivo aumento de armadura nesta zona. Não obstante, as emendas dependem dos danos sofridos pelas armaduras aquando do ensaio original, o que não possibilita a previsão com determinado rigor no efetivo aumento de armadura no pilar reparado e reforçado.

Relativamente ao acréscimo da solução de reforço no modelo, de forma a ser possível simular numericamente as barras de aço, foi definido na zona reparada um novo material de betão, com características distintas do material betão adotado na parte não reparada do pilar. Este novo material, engloba um fator de confinamento determinado com a presença das armaduras e das barras de aço. Para tal, apresenta-se resumidamente no Quadro 4.7 os valores dos parâmetros adotados para o betão na zona de reforço, assim como o procedimento de cálculo do fator de confinamento incluindo as barras de aço.

Quadro 4.7. – Parâmetros mecânicos do betão reforçado com barras de aço.

	Tensão de compressão $f_c$ [MPa]	Tensão de tração $f_t$ [MPa]	Deformação na Tensão de pico $\epsilon_c$ [%]	Fator de confinamento $K_c^*$
PC12-N06R	27.9	0	0.34	1.24

\* O fator de confinamento foi calculado pela proposta apresentada por Mander *et al* (1988)

O procedimento de cálculo do fator de confinamento,  $k_c$ , foi determinado da seguinte forma:

- 1) Cálculo da área equivalente,  $A_{eq}$ , tendo em conta as áreas dos estribos e barras de aço, bem como das respetivas resistências;
- 2) Cálculo do volume de betão confinado da secção transversal do pilar;
- 3) Cálculo do volume de armadura equivalente na parte confinada da secção transversal do pilar;
- 4) A razão entre os dois volumes determinados anteriormente permitiu obter a taxa de armadura presente na secção. Este valor é dado pela expressão (3.2), apresentada anteriormente;
- 5) Cálculo do fator de confinamento, de acordo com a expressão (3.1), apresentada no capítulo anterior.

Por fim, é importante referir que a modelação deste pilar não sofreu mais alterações das que foram referidas nesta secção. A estratégia adotada inicialmente foi a mesma estratégia adotada neste modelo.

Pode-se por assim dizer que, os modelos dos pilares de betão armado, estudados neste programa de simulação, pretendem garantir fiabilidade nos resultados obtidos, de tal modo que permitem a realização de uma análise comparativa de resultados numéricos com os resultados experimentais.

#### 4.5. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Os resultados obtidos na modelação numérica dos pilares reforçados, descritos anteriormente, serão apresentados nesta secção. A discussão dos resultados realiza-se paralelamente à apresentação dos mesmos, segundo critérios baseados em parâmetros, que permitem uma comparação objetiva entre as respostas obtidas.

Os critérios analisados incidem principalmente na relação força e drift nas respetivas direções de carregamento, bem como no traçado da envolvente da resposta cíclica obtida, na energia dissipada



acumulada resultante da análise cíclica da resposta e por último, na degradação de rigidez obtida ao longo do ensaio, de acordo com a resposta cíclica correspondente.

Os resultados experimentais estão na origem da modelação numérica dos pilares com diversas soluções de reforço, ensaiados no LESE, conforme apresentado no presente capítulo. Como tal, os resultados numéricos obtidos são apresentados e comparados com os resultados experimentais. Deste modo, pretende-se avaliar a capacidade da modelação numérica adotada para simular os ensaios experimentais dos pilares reforçados com diferentes soluções.

#### 4.5.1. PILAR PC12-N03R

O estudo do pilar reforçado com carregamento cíclico biaxial, designado por PC12-N03R, demarcou uma nova etapa no presente estudo, através da simulação numérica do reforço em pilares de betão armado. Os valores dos parâmetros de calibração foram definidos inicialmente com a modelação dos pilares PC01-N01 e PC12-N05 apresentados no capítulo 3 e com os parâmetros adicionais devido à aplicação do reforço, onde foram anteriormente discutidos. A análise deste pilar torna-se mais complexa pois são impostos dois deslocamentos bidirecionais com carga axial constante, acrescido ainda a solução de reforço com aumento da armadura transversal do pilar na zona reparada.

Nas subsecções seguintes são apresentados os resultados obtidos pelo modelo numérico e comparados com os resultados experimentais. A discussão de resultados acompanhar-se-á da apresentação dos mesmos, bem como do registo fotográfico dos modelos numérico e experimental.

##### 4.5.1.1. Relação entre Força-Drift

Como já foi referido na secção anterior os valores dos parâmetros adotados para a modelação deste pilar, em conjunto com o elemento elástico adicionado, permitiu a obtenção da curva histerética nas duas direcções, apresentadas na Figura 4.11. A calibração deste elemento adicional mantém-se constante ao valor adotado dos pilares originais, pois este consegue reproduzir relativamente bem a rigidez inicial do pilar nas duas direcções de carregamento.

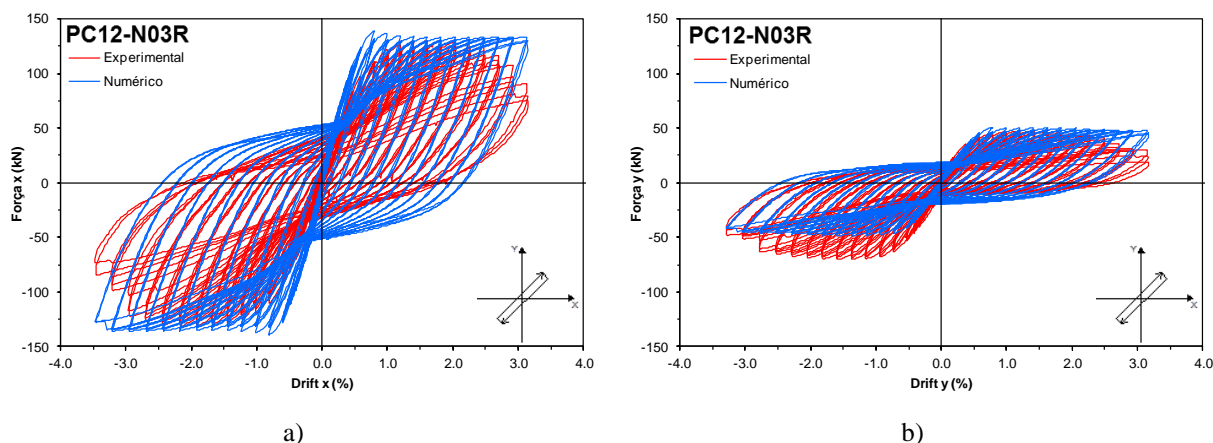


Figura 4.11 – Curva histerética força-drift do pilar PC12-N03R: a) segundo a direcção X; b) segundo a direcção Y.



Os resultados obtidos força e drift permitem concluir que o modelo numérico reproduz satisfatoriamente o nível de resistência do ensaio experimental, em ambos os sentidos de carregamento na direção de maior inércia, ou seja na direção segundo o eixo dos X. Os níveis de resistência atingidos na direção de menor inércia, segundo a direção do eixo dos Y, no sentido direto do carregamento o nível de resistência alcançado pelo modelo numérico assemelha-se ao ensaio experimental, embora que no sentido inverso esse nível de resistência não é alcançado, devido a assimetrias detetadas nos resultados experimentais, para as quais não se encontrou uma justificação clara. Isto é, o modelo numérico captou níveis de resistência cerca de 45% inferiores aos valores atingidos pelo ensaio experimental. No entanto, pressupõe-se que as assimetrias detetadas nos resultados experimentais possam estar relacionadas com o sistema e o próprio procedimento do ensaio, como se pode verificar na Figura 4.12.

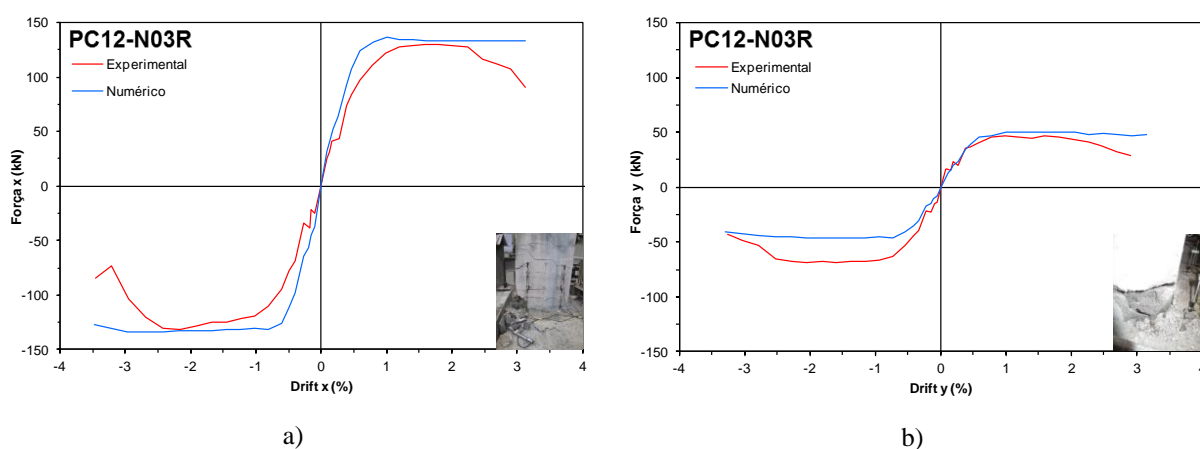


Figura 4.12 - Envolventes força-drift do pilar PC12-N03R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

Também é importante referir que, a decisão de se optar por um aumento de 11% de armadura no primeiro subelemento do elemento total, correspondente à zona das soldaduras de emenda, contribuiu para o alcance dos níveis de resistência bastante satisfatórios do modelo numérico face ao ensaio experimental. No que respeita à rigidez das descargas cíclicas, o modelo numérico acompanha bem o resultado experimental, até ao drift dos 2% aproximadamente, posteriormente o resultado experimental diminui a rigidez significativamente, enquanto que o modelo numérico permanece mais rígido que o experimental. Este efeito pode estar relacionado com as leis adotadas no modelo numérico, ou pelo simples facto de o programa não conseguir reproduzir os efeitos ocorridos durante o ensaio experimental do pilar, como consequência do tipo de carregamento, o que faz com que o nível de resistência permaneça praticamente estável ao longo do ensaio.

O efeito de *pinching* ou efeito de aperto, parâmetro que influencia consideravelmente o comportamento da resposta, quando se dá o fecho da fenda na inversão do carregamento, apresenta na direção de menor inércia uma boa aproximação do modelo numérico ao modelo experimental, o que na direção de maior inércia não se verifica. Apesar das diferenças existentes, é importante referir que a calibração do parâmetro da lei adotada para o comportamento do aço, inerente a este efeito, realizado no capítulo 3, possibilitou para este tipo de carregamentos, uma resposta numérica com maior aproximação ao ensaio experimental.

Com o modelo numérico adotado é possível atingir o mesmo nível de deslocamentos do resultado experimental. Na Figura 4.13 estão representados dois estágios de dano, o primeiro para o drift 1%, correspondente à formação da rótula plástica no ensaio numérico e experimental respectivamente. O segundo para o drift de 3%, correspondente à rotura, da simulação numérica e à fase final do ensaio experimental.

Sendo assim conclui-se que o modelo de simulação numérica do pilar em estudo acompanha os níveis de dano observado no ensaio experimental.

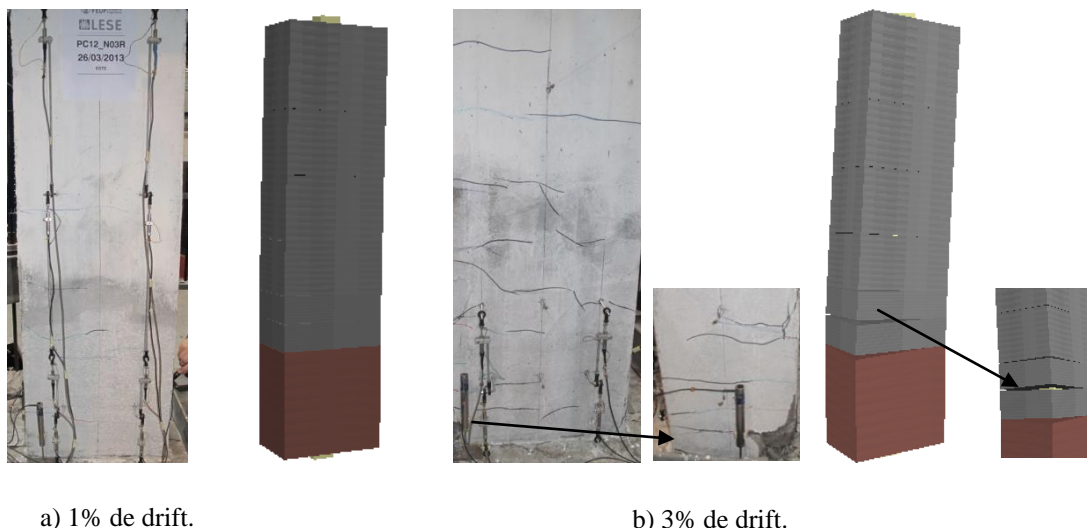


Figura 4.13 – Ensaio PC12-N03R: a) 1% de drift; b) 3% de drift (LESE, 2014).

#### 4.5.1.2. Energia dissipada acumulada

A análise da dissipação histerética de energia é também um critério de destaque para carregamentos cíclicos biaxiais de elementos. Na Figura 4.14 apresenta-se a comparação dos resultados numérico e experimental para a resposta anteriormente obtida.

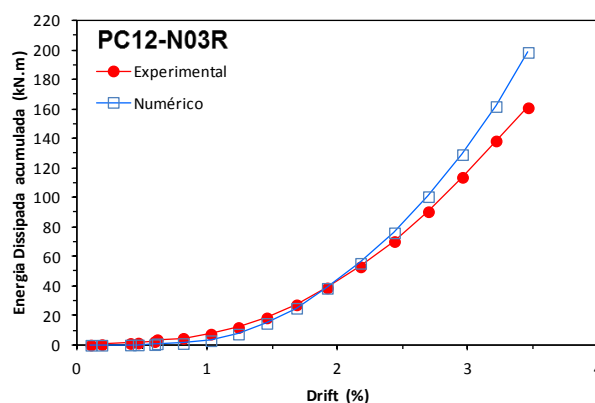


Figura 4.14 – Energia dissipada acumulada do pilar PC12-N03R.

Numa apreciação global pode constatar-se da Figura 4.14 que o modelo numérico capta muito bem a dissipação de energia até valores de drift de 2%. A partir deste valor o modelo numérico apresenta uma maior dissipação de energia. Interpretando este resultado em conjunto com a envolvente da resposta global força-drift (Figura 4.12), pode verificar-se que, para valores de drift superiores a 2%, a resposta experimental apresenta valores de força inferiores aos valores obtidos na simulação numérica, resultando assim uma menor dissipação de energia.

Dos resultados experimentais pode identificar-se que a rotura se inicia para um drift de cerca de 2.5%, começando a partir daqui a registar-se uma redução de força mais significativa. Esta situação de rotura não é captada no modelo numérico que não apresenta praticamente nenhuma degradação de resistência. Este facto justifica as maiores diferenças da energia dissipada verificada a partir do drift de 2.5%.

#### 4.5.1.3. Degradação de rigidez

A proposta de cálculo deste critério de análise foi apresentada no capítulo anterior e segue o procedimento indicado na mesma secção. Na Figura 4.15 representam-se graficamente os resultados obtidos da degradação de rigidez do pilar em estudo para as duas direcções de carregamento. Inicialmente denota-se grandes diferenças de degradação de rigidez nas direcções de maior e menor inércia. Isto implica dizer que, na direcção de menor inércia, direcção de carregamento segundo o eixo Y, os gráficos experimental e numérico são praticamente coincidentes, ou seja, o modelo numérico acompanhou os níveis de resistência do ensaio experimental, como consequência, obteve-se uma degradação de rigidez muito semelhante.

Da análise da Figura 4.15 verifica-se que até à formação da rótula, drift inferior a 1%, a degradação de rigidez é praticamente coincidente nas duas direcções de carregamento. Para valores de drift superior a modelação numérica capta muito bem a degradação de rigidez na direcção Y. No entanto, verifica-se que o modelo numérico apresenta uma menor degradação do que o ensaio para valores de drift superior a 2.5%. Isto resulta do facto já referido do ensaio experimental denotar a rotura para este drift, facto que não é captado pela modelação numérica.

Na direcção de maior inércia, direcção x, o modelo numérico apresenta maior degradação de rigidez do que o ensaio, no entanto com diferença inferior a 20%. Estas diferenças associam-se ao facto da rigidez inicial,  $K_y$ , do ensaio ser mais baixa do que a da simulação numérica. Como a força obtida na simulação numérica é muito próxima da registada no ensaio, resulta que a degradação de rigidez numérica é inferior à experimental.

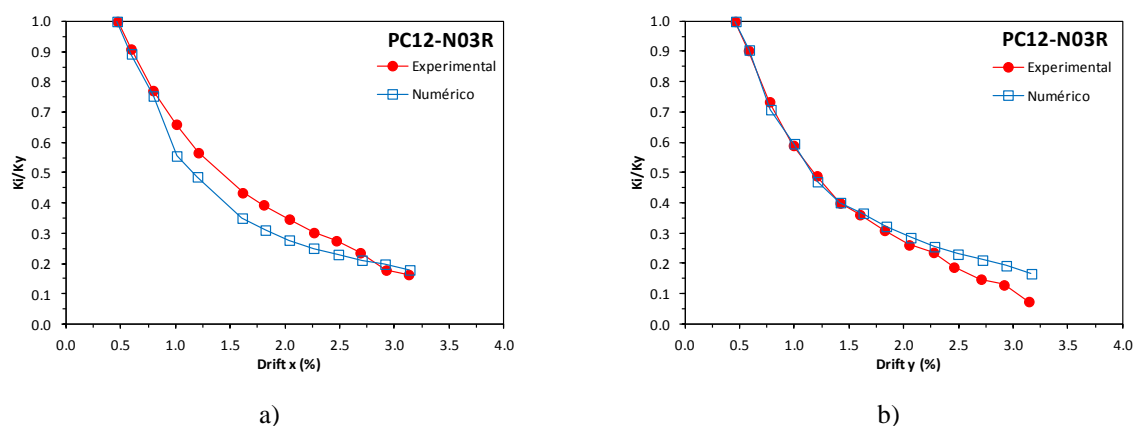


Figura 4.15 – Degradação de rigidez do pilar PC12-N03R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

Da apreciação dos resultados apresentados pode considerar-se que o modelo numérico conseguiu captar de forma adequada os aspetos mais relevantes da resposta experimental do ensaio deste pilar. Como seria expectável a qualidade da resposta numérica é semelhante à obtida no ensaio do pilar original PC12-N05 apresentado anteriormente. De facto, neste ensaio do pilar PC12-N03R temos unicamente um reforço dos estribos sem incorporação de reforço exterior. No entanto, pode concluir-se que a estratégia utilizada na modelação, conseguiu reproduzir bem o ensaio tendo ainda em consideração que este pilar foi reparado e sofreu uma nova betonagem na zona da rótula.

#### 4.5.2. PILAR PC12-N04R

O estudo do pilar reforçado com carregamento cíclico biaxial, designado por PC12-N04R, demarcou a presença de um novo material na modelação numérica, denominado por betão reforçado com fibras de carbono. A simulação numérica deste pilar reforçado segue os mesmos dos valores dos parâmetros de modelação que foram definidos inicialmente com a modelação dos pilares PC01-N01 e PC12-N05 apresentados no capítulo 3 e com os parâmetros adicionais devido à aplicação do reforço, anteriormente discutidos. A análise deste pilar torna-se mais complexa pois são impostos dois deslocamentos bidirecionais com carga axial constante, acrescido ainda a solução de reforço com aumento da armadura transversal do pilar e aplicação de mantas de fibras de carbono na zona reparada.

Nas subsecções seguintes são apresentados os resultados obtidos pelo modelo numérico e comparados com os resultados experimentais. A discussão de resultados acompanhar-se-á da apresentação dos mesmos, bem como do registo fotográfico dos modelos numérico e experimental.

##### 4.5.2.1. Relação entre Força-Drift

Como já foi referido na secção anterior os valores dos parâmetros adotados para a modelação deste pilar, em conjunto com o elemento elástico adicionado, permitiu a obtenção da curva histerética nas duas direções, apresentadas na Figura 4.16. A calibração deste elemento adicional mantém-se constante ao valor adotado dos pilares originais, pois este consegue reproduzir relativamente bem a rigidez inicial do pilar nas duas direções de carregamento.

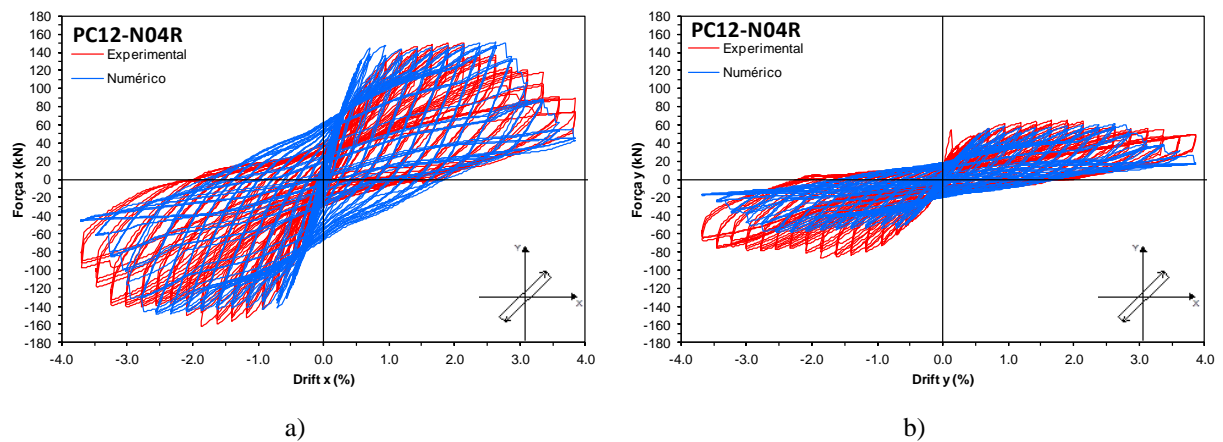


Figura 4.16 – Curvas histeréticas força-drift do pilar PC12-N04R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

Os resultados obtidos força e drift permitem concluir que o modelo numérico reproduz satisfatoriamente o nível de resistência do ensaio experimental, em ambos os sentidos de carregamento na direção de maior inércia, ou seja na direção segundo o eixo dos X. Os níveis de resistência atingidos na direção de menor inércia, segundo a direção do eixo dos Y, no sentido direto do carregamento o nível de resistência alcançado pelo modelo numérico assemelha-se ao ensaio experimental, embora que no sentido inverso esse nível de resistência não é alcançado, devido a assimetrias detetadas nos resultados experimentais, problema detetado e comentado na análise de resultados do pilar anterior, PC12-N03R. Isto é, o modelo numérico captou níveis de resistência cerca de 45% inferiores aos valores atingidos pelo ensaio experimental. No entanto, pressupõe-se que as assimetrias detetadas nos resultados experimentais possam estar relacionadas com o sistema e o próprio procedimento do ensaio.

Recorda-se que, na modelação numérica foi utilizado um novo material para a zona de reforço do pilar, material esse, como já foi referido anteriormente, material designado por betão reforçado com fibras de carbono (modelo não linear de betão confinado reforçado com fibras de carbono – *Con\_frp*), para ser possível simular elementos de betão armado com este tipo de reforço. Ou seja, este é um modelo não-linear uniaxial de confinamento variável desenvolvido e programado por Ferracuti e Savoia (Ferracuti e Savoia, 2005), que segue a relação constitutiva e as regras cíclicas propostas por Mander *et al* (Mander, Priestley e Park, 1988), para a compressão. Os autores Yankelevsky e Reinhardt (Yankelevsky e Reinhardt, 1989), desenvolveram uma relação constitutiva para a tração. No que diz respeito aos efeitos de confinamento introduzidos pelo reforço com fibras de carbono, o programa segue as leis propostas por Spoelstra e Monti (Spoelstra e Monti, 1999), também referidas no cálculo do dimensionamento do reforço aplicado nos pilares que foram ensaiados experimentalmente. Por isso, a resposta histerética obtida (Figura 4.16 e Figura 4.17), representa algumas diferenças comparativamente aos restantes pilares analisados.

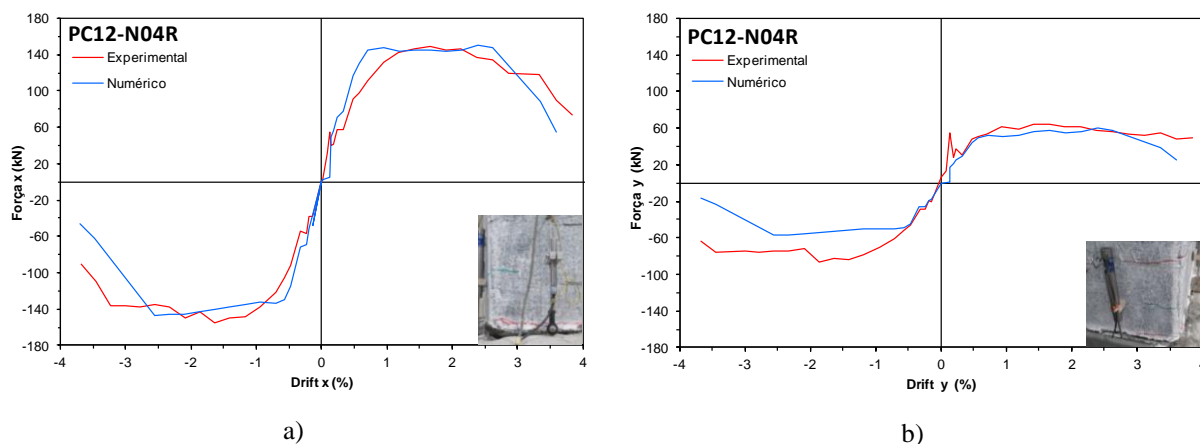


Figura 4.17 – Envolventes força-drift do pilar PC12-N04R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

Também é importante referir que, a decisão de se optar por um aumento de 10% de área de armadura longitudinal nos dois primeiros subelementos do elemento total, correspondente à zona das soldaduras de emenda, contribuiu para o alcance dos níveis de resistência bastante satisfatórios do modelo numérico face ao ensaio experimental. No que respeita à rigidez das descargas cíclicas, o modelo numérico acompanha bem o resultado experimental, até ao drift dos 2% aproximadamente, posteriormente o resultado experimental diminui a rigidez significativamente, enquanto que o modelo numérico permanece mais rígido que o experimental até ao drift dos 2.5%, tendo posteriormente uma quebra de rigidez significativa. A partir dos 3% de drift atingido pelos resultados numérico e experimental, não foi efetuada uma análise de critérios dos resultados, pois para efeitos de comparação dos mesmos, não são relevantes, sabendo que se trata de uma fase pós rotura.

O efeito de *pinching*, parâmetro que influencia consideravelmente o comportamento da resposta, quando se dá o fecho da fenda na inversão do carregamento, apresenta na direção de menor inércia uma boa aproximação do modelo numérico ao modelo experimental, o que na direção de maior inércia não se verifica. Apesar das diferenças existentes, é importante referir que a calibração do parâmetro da lei adotada para o comportamento do aço, inerente a este efeito, realizado no capítulo 3, possibilitou para este tipo de carregamentos, uma resposta numérica com maior aproximação ao ensaio experimental. Por isso, na direção de maior inércia, apesar deste efeito não ser bem reproduzido pela simulação numérica, é perfeitamente aceitável o seu resultado, pois as diferenças detetadas resultam da lei adotada para o modelo, que não possui capacidade de representar todos os estágios de dano sofridos pelo pilar ao longo do ensaio.

Com o modelo numérico adotado é possível atingir o mesmo nível de deslocamentos do resultado experimental. Na Figura 4.18 estão representados dois estágios de dano, o primeiro para o drift 1%, correspondente à formação da rótula plástica no ensaio numérico e experimental respetivamente. O segundo para o drift de 3%, correspondente à rotura, da simulação numérica e à fase final do ensaio experimental.

Sendo assim conclui-se que o modelo de simulação numérica do pilar em estudo acompanha os níveis de dano observado no ensaio experimental.

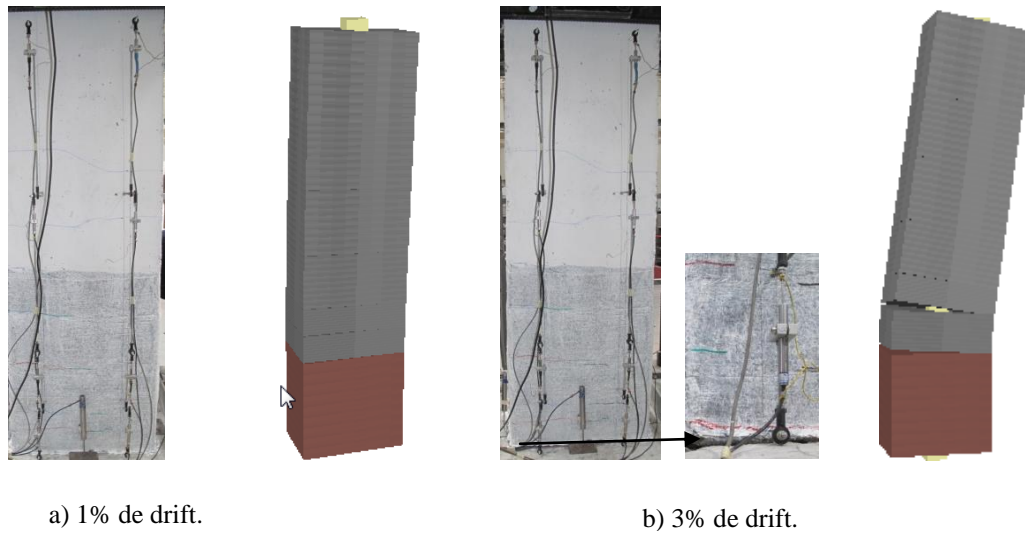


Figura 4.18 – Ensaio PC12-N04R: a) 1% de drift; b) 3% de drift (LESE, 2014).

#### 4.5.2.2. Energia dissipada acumulada

A análise da dissipação histerética de energia é também um critério de destaque para carregamentos cíclicos biaxiais de elementos. Na Figura 4.19 apresenta-se o resultado numérico e experimental para a resposta anteriormente obtida.

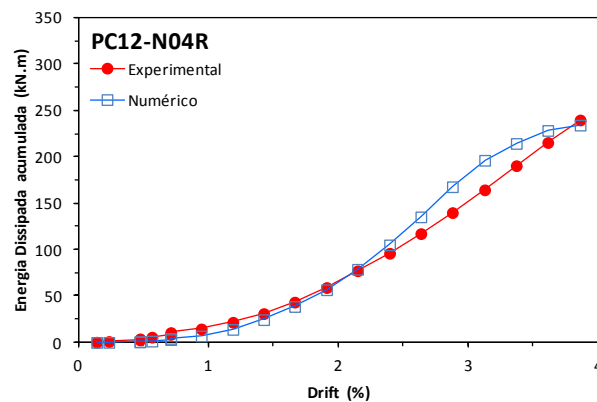


Figura 4.19 – Energia dissipada acumulada do pilar PC12-N04R.

Numa apreciação global pode constatar-se da Figura 4.19 que o modelo numérico capta muito bem a dissipação de energia até valores de drift de 2.5%. A partir deste valor o modelo numérico apresenta uma maior dissipação de energia. Interpretando este resultado em conjunto com a envolvente da resposta global força-drift (Figura 4.17), pode verificar-se que, para valores de drift superiores a 2%, a resposta experimental apresenta valores de força ligeiramente inferiores aos valores obtidos na simulação numérica para a direção de maior inércia, ou seja segundo a direção X, resultando assim uma menor dissipação de energia.

Dos resultados experimentais pode identificar-se que a rotura se inicia para um drift de cerca de 2.5%, começando a partir daqui a registar-se uma redução de força mais significativa. Esta situação de rotura é captada no modelo numérico que apresenta uma degradação de resistência significativa para o drift de cerca de 2.5%. Este facto justifica as maiores diferenças da energia dissipada verificada a partir do drift de 2.5%.

#### 4.5.2.3. Degradação de rigidez

Na Figura 4.20 representam-se graficamente os resultados obtidos da degradação de rigidez do pilar em estudo para as duas direções de carregamento. Inicialmente denota-se grandes diferenças de degradação de rigidez na direção de maior inércia do pilar. Isto implica dizer que, na direção de menor inércia, direção de carregamento segundo o eixo Y, os gráficos experimental e numérico estão muito próximos, ou seja, como o modelo numérico acompanhou os níveis de resistência no sentido direto de carregamento, comparativamente com o ensaio experimental, embora no sentido inverso não serem atingidos os mesmos níveis de resistência, o modelo numérico acompanhou os níveis de resistência do ensaio experimental, como consequência, obteve-se uma degradação de rigidez muito semelhante.

Da análise da Figura 4.20 verifica-se que até à formação da rótula, drift inferior a 1%, a degradação de rigidez não é coincidente nas duas direções de carregamento. Para valores de drift superior a modelação numérica capta relativamente bem a degradação de rigidez na direção Y. No entanto, verifica-se que o modelo numérico apresenta uma maior degradação do que o ensaio para a maioria dos valores de drift atingidos.

Na direção de maior inércia, direção X, o modelo numérico apresenta maior degradação de rigidez do que o ensaio, no entanto com diferença de cerca de 20%. Estas diferenças associam-se ao facto da rigidez inicial,  $K_y$ , do ensaio ser mais baixa do que a da simulação numérica. Como a força obtida na simulação numérica é muito próxima ou inferior à registada no ensaio, resulta que a degradação de rigidez numérica é superior à experimental.

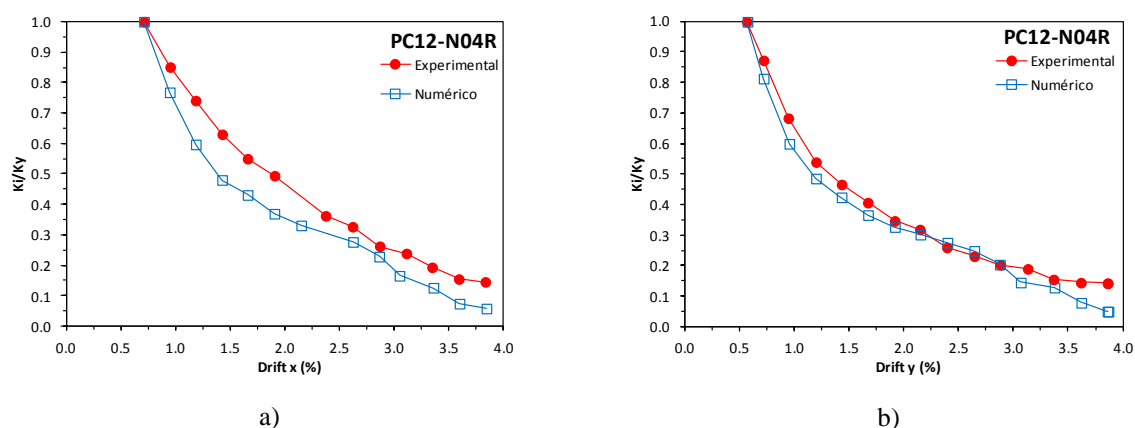


Figura 4.20 – Degradação de rigidez do pilar PC12-N04R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

Da apreciação dos resultados apresentados pode considerar-se que o modelo numérico conseguiu captar de forma adequada os aspetos mais relevantes da resposta experimental do ensaio deste pilar. Como seria expectável a qualidade da resposta numérica é ligeiramente diferente à obtida no ensaio do pilar reforçado PC12-N03R apresentado anteriormente. De facto, neste ensaio do pilar PC12-N04R



temos um reforço dos estribos com incorporação de reforço exterior com mantas de fibras de carbono. No entanto, pode concluir-se que a estratégia utilizada na modelação, conseguiu reproduzir bem o ensaio tendo ainda em consideração que este pilar foi reparado e sofreu uma nova betonagem na zona da rótula.

#### 4.5.3. PILAR PC12-N05RA

O estudo do pilar reforçado com carregamento cíclico biaxial, designado por PC12-N05RA, também com a presença de um novo material na modelação numérica, denominado por betão reforçado com fibras de carbono. A simulação numérica deste pilar reforçado seguiu, numa fase inicial, os mesmos valores dos parâmetros de modelação que foram definidos inicialmente com a modelação dos pilares PC01-N01 e PC12-N05 apresentados no capítulo 3 e com os parâmetros adicionais devido à aplicação do reforço, onde foram discutidos neste capítulo. No entanto, após a análise da resposta numérica verificou-se a necessidade de realizar nova calibração, a fim de obter um melhor resultado numérico. A análise deste pilar torna-se mais complexa pois são impostos dois deslocamentos bidirecionais com carga axial constante, acrescido ainda a solução de reforço com aumento da armadura transversal do pilar e aplicação de tiras de fibras de carbono na zona reparada.

Nas subsecções seguintes são apresentados os resultados obtidos pelo modelo numérico e comparados com os resultados experimentais. Inicialmente apresentar-se-á o resultado da relação força-drift obtido, antes e após a alteração de parâmetros. Por fim, a discussão de resultados acompanhar-se-á da apresentação dos mesmos, bem como do registo fotográfico dos modelos numérico e experimental.

##### 4.5.3.1. Relação entre Força-Drift

Como já foi referido na secção anterior os valores dos parâmetros adotados para a modelação deste pilar, em conjunto com o elemento elástico adicionado, permitiu a obtenção da curva histerética nas duas direções, apresentadas na Figura 4.21. A calibração deste elemento adicional mantém-se constante ao valor adotado dos pilares originais. A Figura 4.22 apresenta a curva histerética nas duas direções para uma alteração da calibração do elemento elástico adicionado.

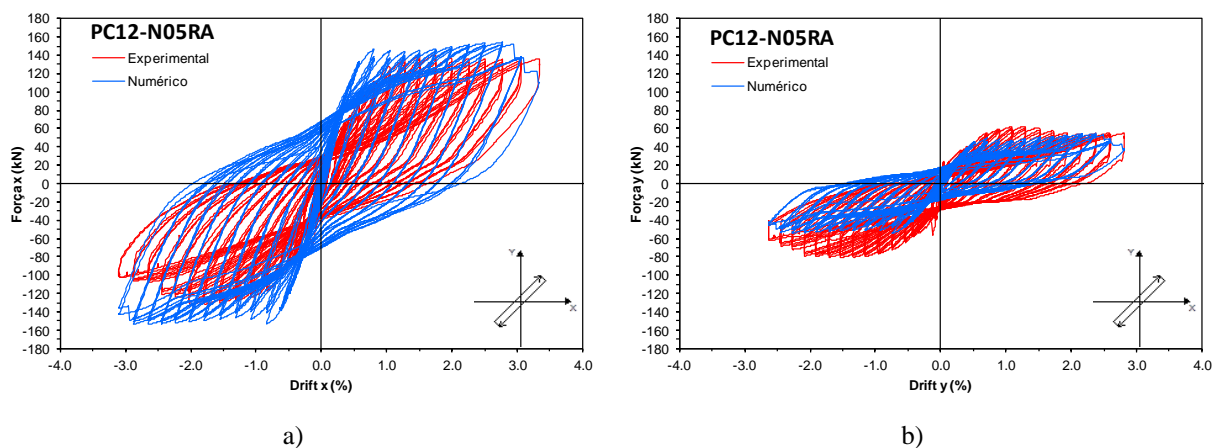


Figura 4.21 – Curvas histeréticas força-drift do pilar PC12-N05RA (parâmetros iniciais): a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

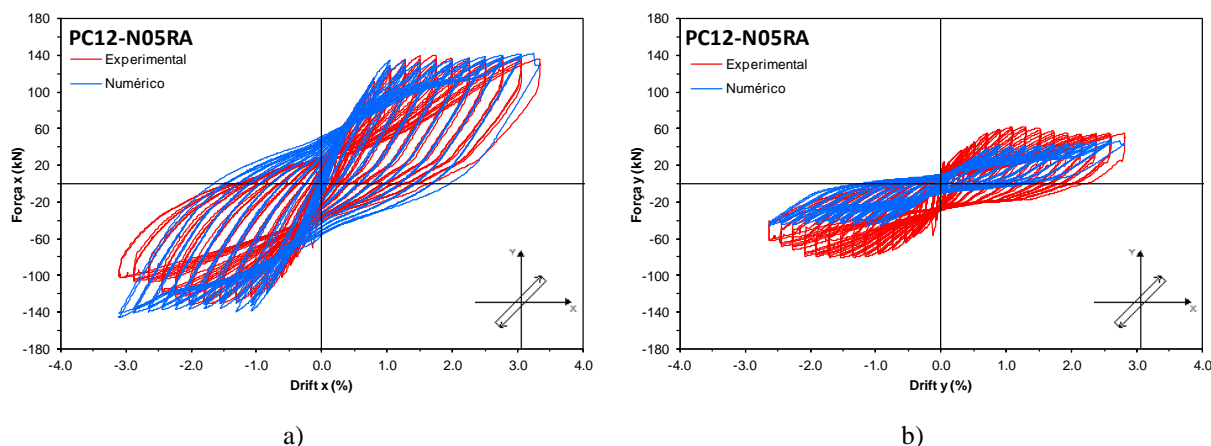


Figura 4.22 –. Curvas histeréticas força-drift do pilar PC12-N05RA (parâmetros alterados): a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

A simulação numérica deste pilar, foi numa primeira fase realizada recorrendo aos parâmetros inicialmente definidos, para todas as modelações numéricas, presentes neste estudo. No entanto, foi detetada a incapacidade do modelo em reproduzir a rigidez inicial do ensaio, de tal forma que a plastificação das armaduras deu-se antecipadamente, em comparação com o ensaio experimental. Além disso, o nível de resistência obtido na direção de maior inércia apresentava diferenças na ordem dos 20% superior no modelo numérico face ao experimental. Também, na direção de menor inércia, os resultados obtidos distanciavam-se significativamente dos resultados experimentais. Daí ser relevante, neste pilar, ser dada uma especial atenção a este facto. Como tal, foi decidido alterar a rigidez do elemento elástico adicionado na base do elemento, para conferir uma maior flexibilidade inicial no pilar, nos primeiros ciclos de carregamento.

Os valores definidos para as alterações indicadas foram apresentados nas secções anteriores, onde se fez referência às estratégias de simulação numérica dos pilares reforçados.

Como se pode observar na Figura 4.22, em termos gerais, os resultados obtidos, após esta alteração, melhoraram significativamente na direção de maior inércia, segundo o eixo X, em termos de rigidez inicial, efeito de *pinching* e nível de resistência atingido. Na direção de menor inércia não se verificaram melhoramentos relevantes na resposta obtida.

Uma análise mais detalhada da resposta global força-drift e da respetiva envolvente na Figura 4.23 permite concluir que, no que respeita aos resultados obtidos força-drift, o modelo numérico reproduz satisfatoriamente o nível de resistência do ensaio experimental, em ambos os sentidos de carregamento na direção de maior inércia, ou seja na direção segundo o eixo dos X. Os níveis de resistência atingidos na direção de menor inércia, segundo a direção do eixo dos Y, no sentido direto do carregamento, o nível de resistência alcançado pelo modelo numérico atinge valores de resistência abaixo dos valores atingidos no ensaio, cerca de 44% e 50% no sentido inverso do carregamento.

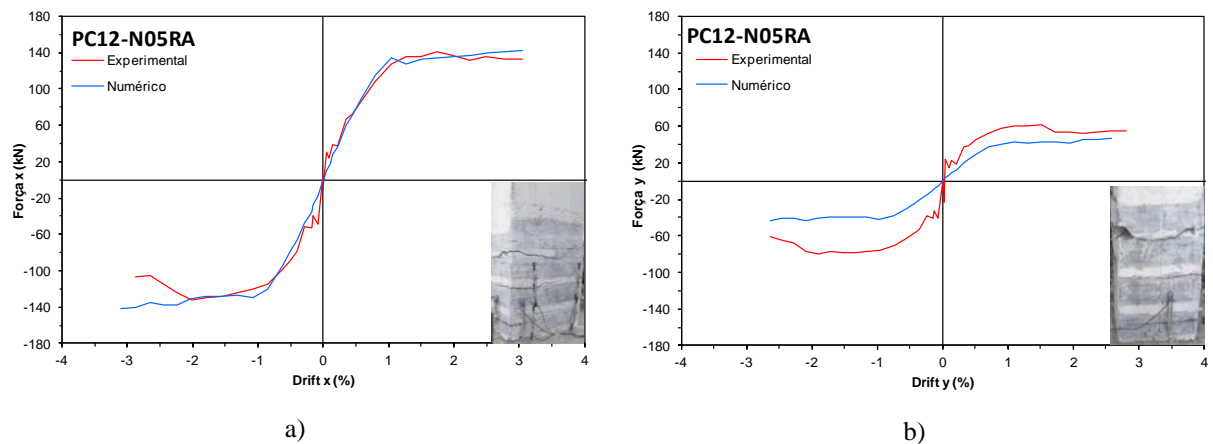


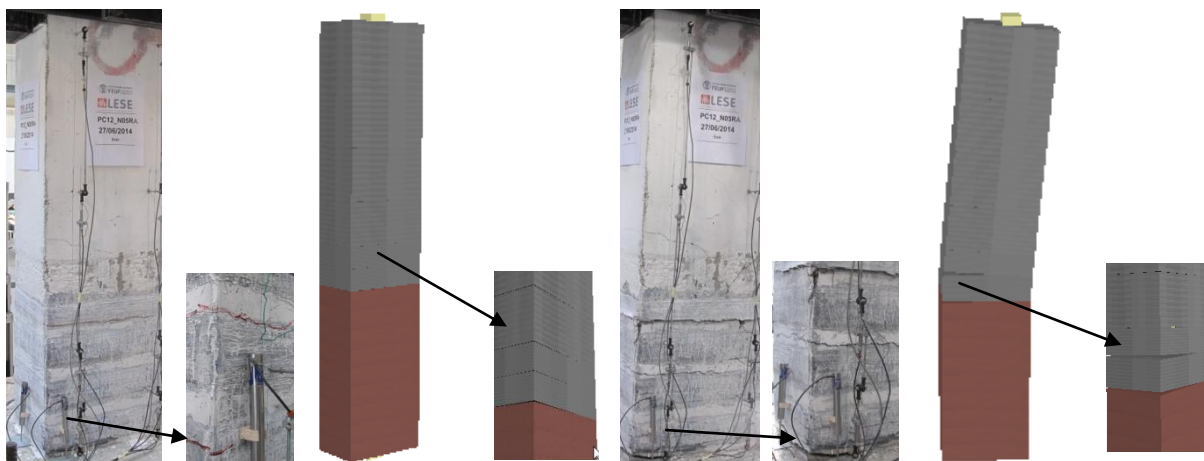
Figura 4.23 – Envoltórias força-drift do pilar PC12-N05RA: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

Note-se que foram estudadas várias hipóteses, na tentativa de se obterem melhores resultados na direção de menor inércia, visto que existe uma discrepância de valores numa direção e noutra. No entanto, após várias tentativas falhadas não foi possível interpretar a razão pela qual há esta discrepância nos resultados em ambas as direções, tanto para a simulação numérica, bem como para o ensaio experimental.

Também é importante referir que, na direção de maior inércia, a decisão de se optar por um aumento de 5% de armadura nos dos primeiros subelementos do elemento total, correspondente à zona das soldaduras de emenda, contribuiu para o alcance dos níveis de resistência bastante satisfatórios do modelo numérico face ao ensaio experimental. No que respeita à rigidez das descargas cíclicas, o modelo numérico acompanha bem o resultado experimental, até à rotura, correspondente ao drift de 3% aproximadamente. Por fim, o efeito de *pinching*, na mesma direção, foi bem reproduzido pela simulação numérica.

Com o modelo numérico adotado é possível atingir o mesmo nível de deslocamentos do resultado experimental. Na Figura 4.24 estão representados dois estágios de dano, o primeiro para o drift 1%, correspondente à formação da rótula plástica no ensaio numérico e experimental respetivamente. O segundo para o drift de 3%, correspondente à rotura, da simulação numérica e à fase final do ensaio experimental.

Sendo assim conclui-se que o modelo de simulação numérica do pilar em estudo acompanha os níveis de dano observado no ensaio experimental.



a) 1% de drift.

b) 3% de drift.

Figura 4.24 – Ensaio PC12-N05RA: a) 1% de drift; b) 3% de drift.

#### 4.5.3.2. Energia dissipada acumulada

Na Figura 4.25 apresenta-se o resultado numérico e experimental para a energia dissipada acumulada, para a resposta anteriormente obtida.

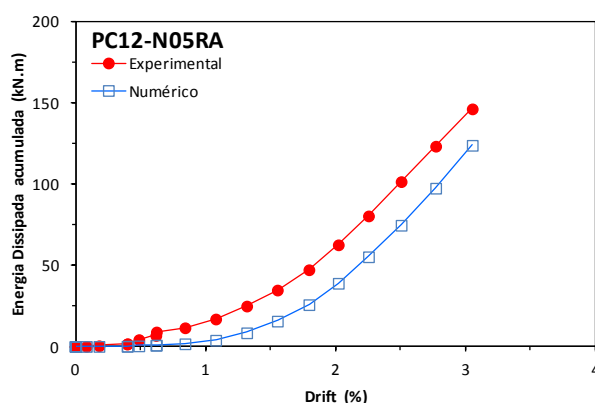


Figura 4.25 – Energia dissipada acumulada do pilar PC12-N05RA.

Numa apreciação global pode constatar-se da Figura 4.25 que o modelo numérico não consegue captar muito bem a dissipação de energia a partir dos valores de drift de aproximadamente 0.5%. A partir deste valor o modelo numérico apresenta uma menor dissipação de energia. Interpretando este resultado em conjunto com a envolvente da resposta global força-drift (Figura 4.23), pode verificar-se que, para valores de drift segundo a direção Y, a resposta experimental apresenta valores de força superiores aos valores obtidos na simulação numérica para a respetiva direção, ou seja segundo a direção Y, resultando assim uma menor dissipação de energia.

Dos resultados experimentais pode identificar-se que a rotura se inicia para um drift de cerca de 2.5%, começando a partir dos 2% de drift a registar-se uma redução de força não muito significativa, na direção de menor inércia, ou seja segundo a direção Y. Esta situação de rotura não é captada no modelo numérico que não apresenta praticamente nenhuma degradação de resistência. Este facto justifica as maiores diferenças da energia dissipada verificada a partir do drift de 0.5%.

#### 4.5.3.3. Degradação de rigidez

Na Figura 4.26 representam-se graficamente os resultados obtidos da degradação de rigidez do pilar em estudo para as duas direções de carregamento. Inicialmente denotam-se diferenças de degradação de rigidez na direção de maior e menor inércia do pilar. Isto implica dizer que, na direção de menor inércia, direção de carregamento segundo o eixo Y, os gráficos experimental e numérico estão muito próximos até se atingir o drift de 1.5%. Ou seja, o modelo numérico não acompanhou os níveis de resistência do ensaio nesta direção, como consequência, obteve-se menor degradação de rigidez do numérico face ao experimental.

Da análise da Figura 4.26 verifica-se que até à formação da rótula, drift inferior a 1%, a degradação de rigidez é coincidente nas duas direções de carregamento. Para valores de drift superior a modelação numérica capta relativamente bem a degradação de rigidez, no entanto verifica-se que o modelo numérico apresenta uma menor degradação do que o ensaio a partir dos valores de drift de cerca de 1.5% para a direcção Y.

Na direção de maior inércia, direção X, o modelo numérico apresenta maior degradação de rigidez do que o ensaio, no entanto com diferença de cerca de 10%. Estas diferenças associam-se ao facto da rigidez inicial,  $K_y$ , do ensaio ser mais baixa do que a da simulação numérica. Como a força obtida na simulação numérica é muito próxima à registada no ensaio, resulta que a degradação de rigidez numérica é superior à experimental.

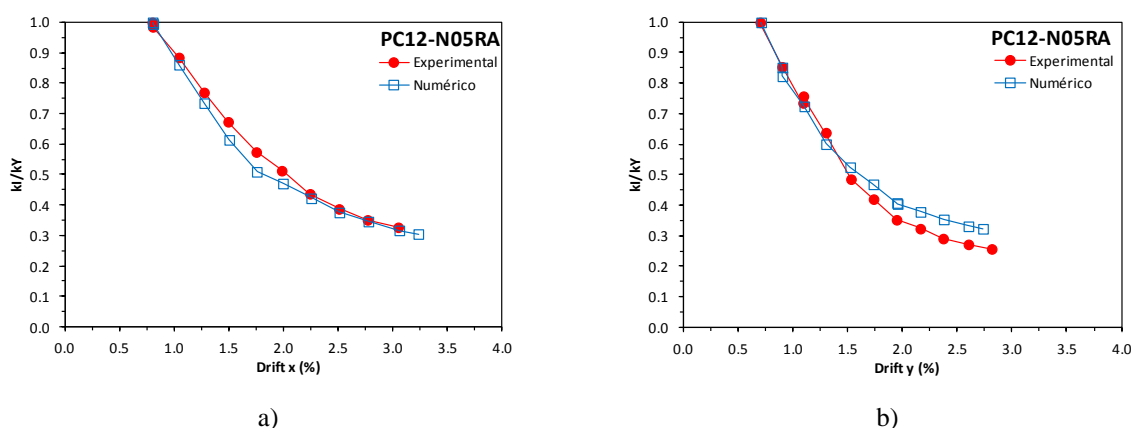


Figura 4.26 – Degradação de rigidez do pilar PC12-N05RA: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

Da apreciação dos resultados apresentados pode considerar-se que o modelo numérico conseguiu captar de forma adequada os aspetos mais relevantes da resposta experimental do ensaio deste pilar. Como seria expectável a qualidade da resposta numérica é diferente à obtida no ensaio do pilar reforçado PC12-N04R apresentado anteriormente. De facto, neste ensaio do pilar PC12-N05RA temos um reforço dos estribos com incorporação de reforço exterior com tiras de fibras de carbono. No

entanto, pode concluir-se que a estratégia utilizada na modelação, conseguiu reproduzir bem o ensaio tendo ainda em consideração que este pilar foi reparado e sofreu uma nova betonagem na zona da rótula, bem como a alteração de alguns parâmetros do modelo.

#### 4.5.4. PILAR PC12-N06R

O estudo do pilar reforçado com carregamento cíclico biaxial, designado por PC12-N06R, seguiu a mesma estratégia de modelação dos pilares originais indicados no capítulo 3 e com os parâmetros adicionais devido à aplicação do reforço, onde foram discutidos neste capítulo. A análise deste pilar torna-se mais complexa pois são impostos dois deslocamentos bidirecionais com carga axial constante, acrescido ainda a solução de reforço com aumento da armadura transversal do pilar e aplicação de barras de aço na zona reparada.

Nas subsecções seguintes são apresentados os resultados obtidos pelo modelo numérico e comparados com os resultados experimentais. Por fim, a discussão de resultados acompanhar-se-á da apresentação dos mesmos, bem como do registo fotográfico dos modelos numérico e experimental.

##### 4.5.4.1. Relação entre Força-Drift

Como já foi referido na secção anterior os valores dos parâmetros adotados para a modelação deste pilar, em conjunto com o elemento elástico adicionado, permitiu a obtenção da curva histerética nas duas direções, apresentadas na Figura 4.27. A calibração deste elemento adicional mantém-se constante ao valor adotado dos pilares originais, pois este consegue reproduzir relativamente bem a rigidez inicial do pilar das duas direções de carregamento, sendo mais pronunciado na direção de maior inércia, direção segundo o eixo do X, nos primeiros ciclos de carregamento (Figura 4.12).

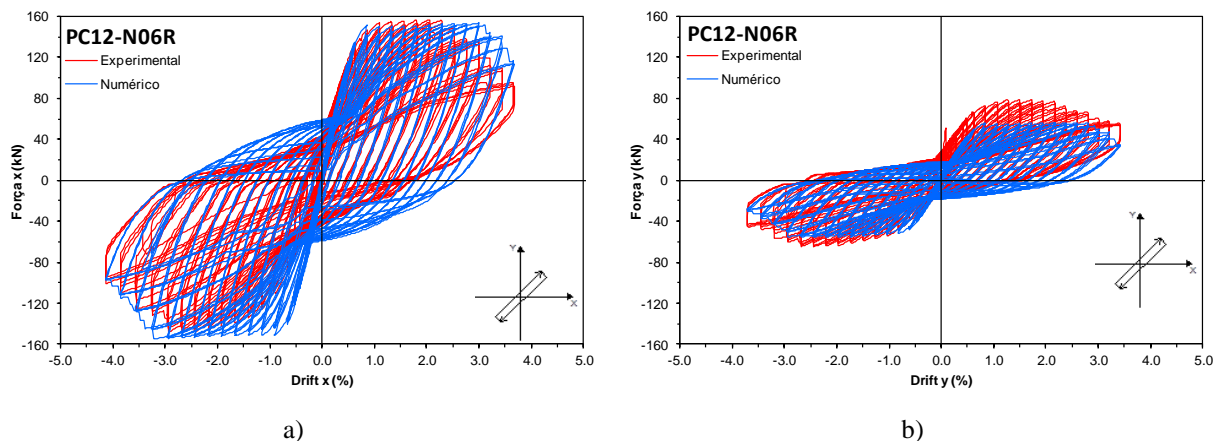


Figura 4.27 – Curvas histeréticas força-drift do pilar PC12-N06R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

Uma análise mais detalhada da resposta global força-drift e da respetiva envolvente na Figura 4.12 permite concluir que, o modelo numérico reproduz satisfatoriamente o nível de resistência do ensaio experimental, em ambos os sentidos de carregamento na direção de maior inércia, ou seja na direção segundo o eixo dos X. Os níveis de resistência atingidos na direção de menor inércia, segundo a

direção do eixo dos Y, no sentido inverso do carregamento, o nível de resistência alcançado pelo modelo numérico assemelha-se ao ensaio experimental, embora que no sentido direto esse nível de resistência não é alcançado, devido a assimetrias detetadas nos resultados experimentais. Isto é, o modelo numérico captou níveis de força de cerca de 70% dos valores atingidos pelo ensaio experimental.

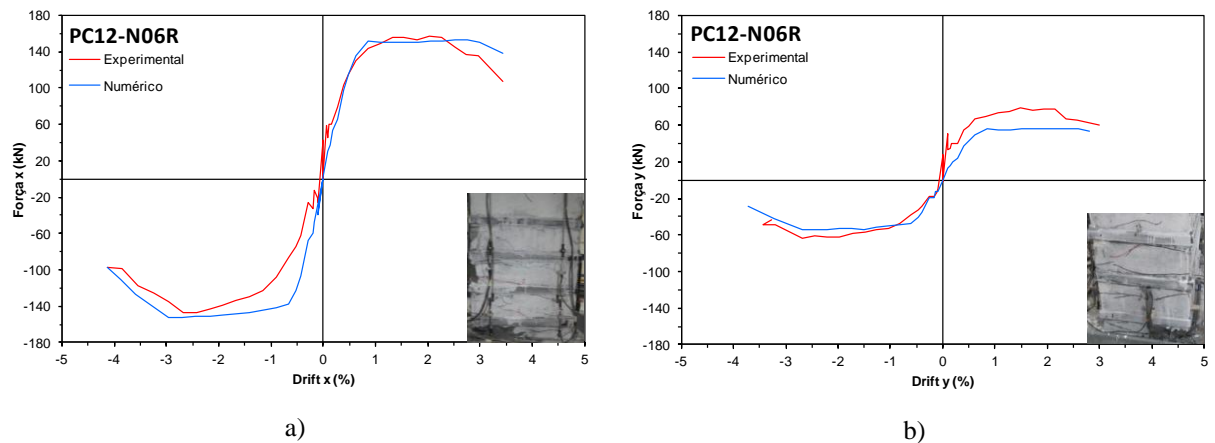


Figura 4.28 – Envolventes força-drift do pilar PC12-N06R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

Também é importante referir que, a decisão de se optar por um aumento de 20% da área de armadura longitudinal nos dos primeiros subelementos do elemento total, correspondente à zona das soldaduras de emenda, contribuiu para o alcance dos níveis de resistência bastante satisfatórios do modelo numérico face ao ensaio experimental, em particular na direção X. No que respeita à rigidez das descargas cíclicas, o modelo numérico acompanha bem o resultado experimental, até ao drift dos 2% aproximadamente, posteriormente o resultado experimental e o numérico diminui a resistência significativamente para drift's superiores. Por fim, o efeito de *pinching*, na direção Y, foi relativamente bem reproduzido pela simulação numérica.

Com o modelo numérico adotado é possível atingir o mesmo nível de deslocamentos do resultado experimental. Na Figura 4.29 estão representados dois estágios de dano, o primeiro para o drift 1%, correspondente à formação da rótula plástica no ensaio numérico e experimental respetivamente. O segundo para o drift de 3%, correspondente à rotura, da simulação numérica e à fase final do ensaio experimental.

Sendo assim conclui-se que o modelo de simulação numérica do pilar em estudo acompanha os níveis de dano observado no ensaio experimental.



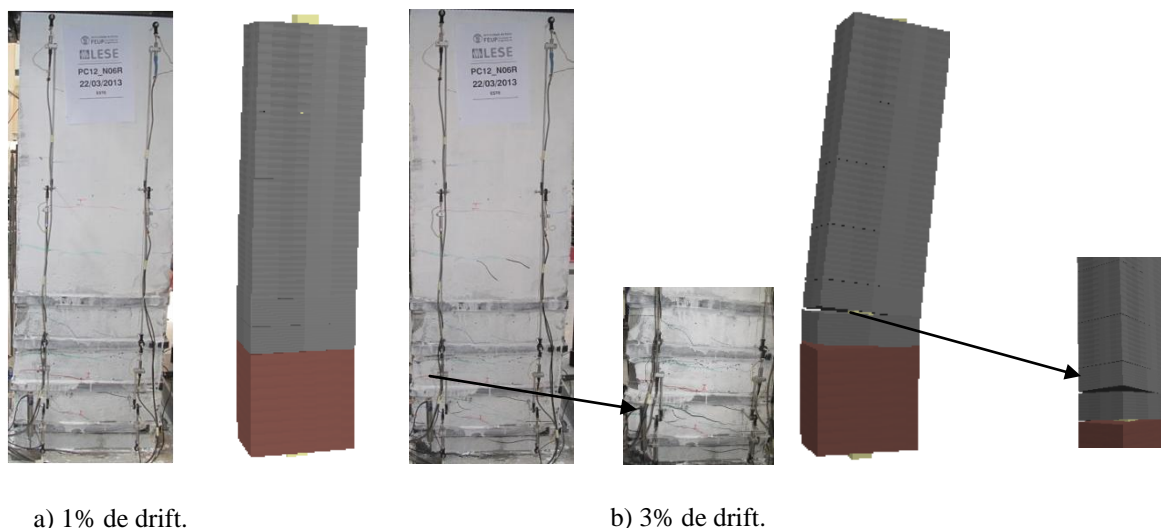


Figura 4.29 – Ensaio PC12-N06R: a) 1% de drift; b) 3% de drift (LESE 2014).

#### 4.5.4.2. Energia dissipada acumulada

Na Figura 4.30 apresenta-se o resultado numérico e experimental para a energia dissipada acumulada, para a resposta anteriormente obtida.

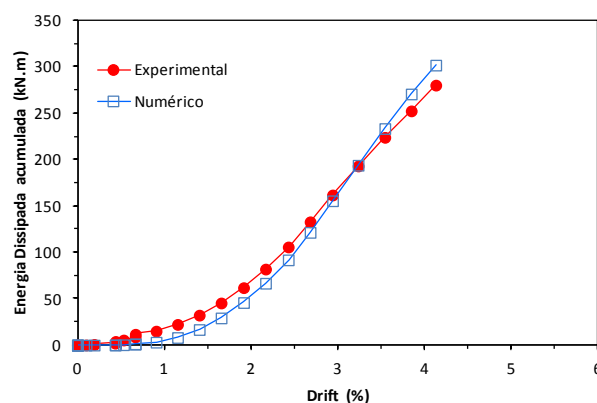


Figura 4.30 – Energia dissipada acumulada do pilar PC12-N06R.

Numa apreciação global pode constatar-se da Figura 4.30 que o modelo numérico capta muito bem a dissipação de energia até valores de drift compreendido entre os 2.5% e os 3%. A partir deste valor o modelo numérico apresenta uma maior dissipação de energia. Interpretando este resultado em conjunto com a envolvente da resposta global força-drift (Figura 4.12), pode verificar-se que, para valores de drift superiores a 2%, a resposta experimental apresenta valores de força ligeiramente inferiores aos valores obtidos na simulação numérica para a direção de maior inércia, ou seja segundo a direção X, resultando assim uma menor dissipação de energia.

Dos resultados experimentais pode identificar-se que a rotura se inicia para um drift de cerca de 2.5%, começando a partir daqui a registar-se uma redução de força mais significativa. Esta situação de rotura



é captada no modelo numérico que apresenta uma degradação de resistência significativa para o drift de cerca de 3%. Este facto justifica as maiores diferenças da energia dissipada verificada a partir do drift de 2%.

#### 4.5.4.3. Degradação de rigidez

A Figura 4.31 representa graficamente os resultados obtidos da degradação de rigidez do pilar em estudo, para as duas direções de carregamento. Apesar deste ser o último pilar de estudo, no presente trabalho, é interessante o resultado que foi obtido, tanto o experimental como o numérico. Isto porque, ambos os resultados são semelhantes e praticamente coincidentes ao longo da evolução dos drift's atingidos. Como tal, estes resultados indicam que o modelo numérico conseguiu captar os níveis de resistência do ensaio experimental, demonstrado também pela análise força-drift, assim como pela energia dissipada.

Na Figura 4.31 representam-se graficamente os resultados obtidos da degradação de rigidez do pilar em estudo para as duas direções de carregamento. Denotam-se poucas diferenças de degradação de rigidez na direção de maior e menor inércia do pilar. Isto implica dizer que, na direção de menor inércia, direção de carregamento segundo o eixo Y, os gráficos experimental e numérico estão muito próximos até se atingir o drift de 2.5%, observando-se uma menor degradação de rigidez do numérico face ao experimental.

Da análise da Figura 4.31/ Figura 4.26 verifica-se que até à formação da rótula, drift inferior a 1%, a degradação de rigidez é coincidente nas duas direções de carregamento. Para valores de drift superior a modelação numérica capta relativamente bem a degradação de rigidez, no entanto verifica-se que o modelo numérico apresenta uma maior degradação do que o ensaio a partir dos valores de drift de cerca de 1% até cerca de 2% para a direção X. Como a força obtida na simulação numérica é muito próxima à registada no ensaio, resulta que a degradação de rigidez numérica é superior à experimental.

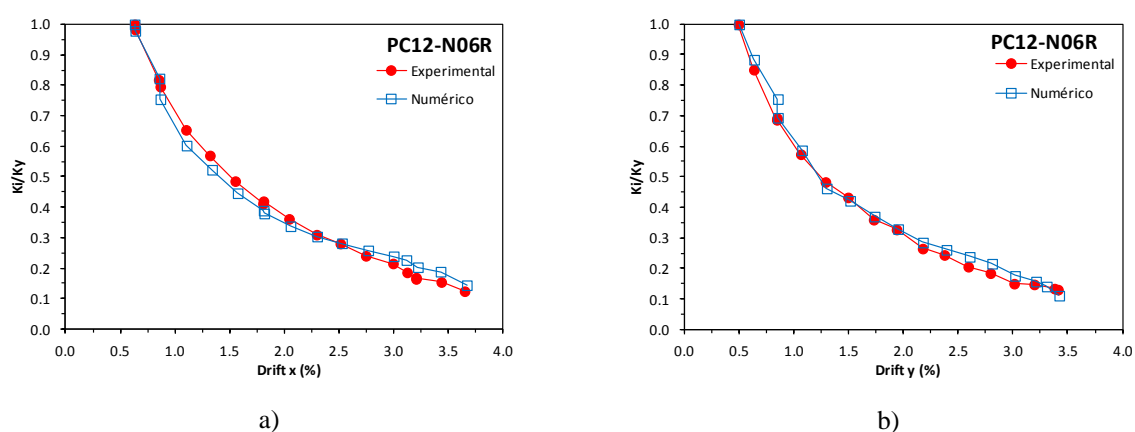


Figura 4.31 – Degradação de rigidez do pilar PC12-N06R: a) segundo a direção X; b) segundo a direção Y.

Portanto, com o estudo realizado em termos de modelação numérica dos pilares reforçados, verifica-se que os resultados obtidos pelos modelos numéricos aproximam-se dos resultados obtidos pelos ensaios experimentais, apesar das diferenças detetadas na direção de menor inércia e discutidas ao longo da exposição dos resultados, o que revela que estes modelos são fiáveis e permitem simular ensaios de

pilares com características geométricas semelhantes sob ações cíclicas com carga axial constante. Claramente denota-se que os resultados numéricos diferem uns dos outros consoante a metodologia de reforço adotada. Isto implica dizer que, os modelos numéricos foram adaptados a cada solução de reforço aplicada, embora não tendo sofrido grandes alterações ao nível da calibração do próprio modelo, sendo possível reproduzir satisfatoriamente os ensaios experimentais destes pilares realizados no LESE.

# 5

## CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A presente dissertação centrou-se no estudo comparativo de seis pilares de betão armado testados experimentalmente à flexão cíclica biaxial, sendo dois pilares originais e quatro pilares reforçados com diferentes soluções de reforço adotadas (aumento da armadura transversal, aplicação de mantas de fibras de carbono, aplicação de tiras de fibras de carbono e por último aplicação de barras de aço). O estudo dos pilares foi especialmente vocacionado para a simulação numérica dos ensaios realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural, LESE. Estes ensaios inseriram-se no âmbito do projeto cofinanciado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), sobre Avaliação Estrutural e Reforço de Pilares de Betão Armado sob Ação Cíclica Horizontal Biaxial. A dissertação também incluiu um segundo objetivo que consistiu na realização de um ensaio experimental a de um pilar reforçado, que veio complementar a informação da campanha experimental anteriormente realizada.

No estudo foi envolvida a análise e tratamento de resultados experimentais, obtidos na campanha experimental anteriormente realizada e fornecidos à autora deste trabalho à qual não teve participação ativa na realização dos ensaios. Por outro lado, no estudo foi incluída, para além da simulação e calibração numérica, a análise e tratamento dos resultados numéricos obtidos, onde foram posteriormente comparados com os resultados experimentais tratados. Paralelamente ao estudo efetuado, foram desenvolvidas pela autora, ferramentas auxiliares, para a realização do tratamento de dados, por forma a otimizar os processos realizados.

Deste modo, nesta dissertação foi proposta a utilização de um programa para a simulação numérica dos pilares de betão armado, através da utilização de modelos constitutivos adequados à tradução do comportamento não linear dos materiais (betão e armaduras). Utilizou-se uma metodologia de cálculo baseado na discretização da secção transversal do elemento em fibras, para a representação do comportamento biaxial com carga axial constante, dos pilares ensaiados experimentalmente.

De uma forma geral as metodologias e as estratégias adotadas para a simulação numérica dos pilares de betão armado originais envolveram um bom ajuste entre o nível de sofisticação dos modelos constitutivos utilizados, a discretização efetuada, bem como a sua eficiência computacional.

Assim, em traços gerais pode-se concluir o seguinte:

1) Os pilares originais, PC01-N01 e PC12-N05, pode considerar-se que a estratégia utilizada para a simulação destes ensaios foi adequada, permitindo captar os aspetos mais relevantes da resposta experimental, traduzindo relativamente bem os níveis de força e dissipação de energia, no caso do pilar PC12-N05. Relativamente ao pilar PC01-N01, os níveis de força foram atingidos, refletindo-se este resultado também na resposta obtida para a degradação de rigidez. A introdução do elemento

elástico adicional e o parâmetro inerente à lei do aço que diz respeito ao efeito de *pinching*, permitiu obter melhor qualidade nos resultados obtidos, consequentemente na aproximação do resultado numérico ao experimental.

2) Os pilares reparados e reforçados com as diferentes soluções de reforço - aumento da área de armadura transversal (PC12-N03R), aumento da área de armadura transversal e aplicação de mantas de fibras de carbono, CFRP (PC12-N04R), aumento da área de armadura transversal e aplicação de tiras de fibras de carbono, CFRP (PC12-N05RA) e por último a solução de reforço com aumento da área de armadura transversal e aplicação de barras de aço (PC12-N06R), permitiu concluir o seguinte:

2.1) O modelo numérico do pilar PC12-N03R reproduz satisfatoriamente o nível de resistência do ensaio experimental, em ambos os sentidos de carregamento na direção de maior inércia, ou seja na direção segundo o eixo dos X. Relativamente à direção de menor inércia, segundo o eixo Y, o modelo reproduziu bem os níveis de força no sentido direto do carregamento, no entanto no sentido inverso detetou-se grandes diferenças, devido a assimetrias detetadas nos resultados experimentais, para as quais não se encontrou uma justificação clara. Isto é, o modelo numérico captou níveis de resistência cerca de 45% inferiores aos valores atingidos pelo ensaio experimental. No entanto, pressupõe-se que as assimetrias detetadas nos resultados experimentais possam estar relacionadas com o sistema e o próprio procedimento do ensaio. Deste modo, o modelo numérico capta muito bem a dissipação de energia, sendo que o modelo numérico apresenta uma maior dissipação de energia para drift's próximos da rotura, devido aos níveis de força superior ao ensaio atingidos pelo modelo. Do mesmo modo, como seria de esperar o modelo apresenta maior degradação de rigidez na direção X.

2.2) Os resultados obtidos força-drift pelo modelo numérico do pilar PC12-N04R permitem concluir que o modelo numérico reproduz satisfatoriamente o nível de resistência do ensaio experimental, para as metodologias de simulação adotadas neste pilar. As assimetrias detetadas no pilar anteriormente discutido, foram semelhantes, e em termos de resposta numérica o pilar apresentou maior dissipação de energia para drift's próximos da rotura, assim como maior degradação de rigidez em ambas as direções de carregamento.

2.3) Os resultados obtidos força-drift pelo modelo numérico do pilar PC12-N05RA permitem concluir que o modelo numérico reproduz satisfatoriamente o nível de resistência do ensaio experimental, tal como os pilares anteriormente descritos. No entanto, o modelo numérico não conseguiu captar muito bem a dissipação de energia, apresentando uma menor dissipação de energia segundo a direção de menor inércia. Como seria de esperar nesta mesma direção o modelo numérico não acompanhou os níveis de resistência do ensaio, como consequência, obteve-se menor degradação de rigidez do numérico face ao experimental.

2.4) Os resultados obtidos força-drift pelo modelo numérico PC12-N06R permitem concluir que o modelo reproduz muito bem o nível de resistência do ensaio experimental, sendo mais pronunciado na direção de maior inércia. Deste modo, a dissipação de energia acumulada foi muito bem captada pela simulação numérica. Portanto, nesta direção como a força obtida na simulação numérica é muito próxima à registada no ensaio, resulta que a degradação de rigidez numérica é superior à experimental.

O objetivo pretendido com este estudo foi atingido, pelo facto de se obterem resultados bastante realistas do comportamento estrutural de pilares de betão armado, perante ações cíclicas desta natureza. Este facto ficou demonstrado pela comparação das previsões numéricas com os resultados experimentais dos ensaios aos pilares respetivos e apresentados no Capítulo 3 desta dissertação. A simulação numérica evidenciou a eficiência da metodologia definida, apesar das dificuldades sentidas ao longo do estudo, no que respeita à calibração do modelo, com utilização de um elemento elástico

adicional, para representar a rigidez inicial atingida nos primeiros ciclos de carregamento, assim como pela alteração do parâmetro inserido na lei do aço ( $a_1$ ), que influenciou consideravelmente a resposta histerética nas descargas cíclicas, refletidas pelo efeito de *pinching*.

Relativamente ao estudo efetuado para os pilares reforçados, apresentados no Capítulo 4, foram do mesmo modo analisados e tratados os resultados experimentais, em simultâneo com a simulação numérica dos mesmos pilares, de modo a ser possível realizar uma análise comparativa dos mesmos. A metodologia adotada nestes pilares seguiu os mesmos princípios que a metodologia utilizada nos pilares originais. Assim, as estratégias adotadas revelaram-se adequadas para a simulação deste tipo de aplicação, tendo sido possível constatar que, apesar dos parâmetros alterados por forma a introduzir a solução de reforço respetiva no pilar em estudo, mostraram grande eficácia na resposta histerética obtida. Nos pilares em que a solução de reforço consistia em aumentar a armadura transversal da secção transversal do pilar e também a aplicação de barras de aço ao longo da zona reparada do mesmo (PC12-N06R), demonstraram ser os resultados mais aproximados à resposta experimental, o que permite concluir que os modelos utilizados são fiáveis e exequíveis em pilares com características semelhantes e sujeitos a ações cíclicas desta natureza.

Por outro lado, os pilares reforçados com a aplicação de fibras de carbono, em mantas ou tiras, revelaram a necessidade de um reajuste nas estratégias de modelação, por forma a se obter um resultado melhorado e aproximado ao experimental, com qualidade igual ou superior aos anteriores. No entanto, destes dois pilares com esta solução aplicada, o que sofreu ajustes acrescidos foi o pilar com a solução de reforço de fibras de carbono disposto em tiras distribuídas ao longo da extensão reparada do pilar. A resposta obtida, por estes pilares, possui fiabilidade em comparação com a resposta experimental, envolve um bom ajuste entre o nível de sofisticação dos modelos constitutivos adotados e a capacidade do modelo para simular numericamente o ensaio experimental.

Tendo em conta as dificuldades sentidas na calibração deste modelo, conforme o que foi apresentado no Capítulo 4, pode-se por assim dizer que, da alteração da rigidez do elemento elástico adicional, a percentagem de armadura colocada para simulação das armaduras das soldaduras, revelaram todos estes fatores uma grande influência na resposta histerética no carregamento cíclico. Assim, por ser uma estratégia de simulação numérica foi muito importante ter sido tomada a decisão de alterar estes parâmetros, por forma a compreender a influência deste elemento na simulação numérica, bem como da presença das armaduras quanto aos níveis de resistência atingidos e comportamento das descargas cíclicas correspondentes.

No caso dos pilares reforçados, este trabalho possui algum contributo no que diz respeito a esta matéria do reforço de pilares. Isto porque, o objetivo pretendido com este estudo foi atingido, pelo facto de se obterem previsões bastante realistas do comportamento estrutural de pilares de betão armado reforçados, perante ações cíclicas biaxiais num cenário complexo. Este estudo do reforço também permitiu verificar que para níveis de resistência superiores, foram atingidos os mesmos *drift's*, dotando o elemento com melhor comportamento em termos de ductilidade. Claramente que este facto foi mais evidenciado numas soluções de reforço do que noutras, mas numa perspetiva geral o objetivo a que se pretende com a aplicação do reforço nas estruturas foi conseguido. As dificuldades sentidas na obtenção de uma resposta numérica realista, foram ultrapassadas, permitindo assim atingir resultados que permitirão no futuro utilizar a via numérica para o estudo de outros pilares com secções e armaduras diferentes.

A simulação numérica realizada na presente dissertação, com recurso a ferramentas e estratégias de modelação adotadas, para ser possível a comparação com os resultados experimentais obtidos pelos ensaios, pode ser alvo de estudo em projetos futuros. Dando continuidade ao trabalho desenvolvido

nesta dissertação, são deste modo enumerados nos tópicos seguintes, alguns aspetos que poderão servir de orientação em desenvolvimentos futuros:

- 1) A implementação de um modelo capaz de simular a rigidez inicial dos elementos de betão armado submetidos a carregamentos cíclicos revelou grande importância neste estudo. Na tentativa de resolução do problema foi decidido adicionar um elemento elástico que reproduzisse o comportamento estrutural do elemento nesta fase inicial do carregamento. Por se ter notado diferenças significativas com a utilização deste elemento, torna-se relevante estudar um modelo capaz de realizar esta calibração;
- 2) O programa utilizado para efetuar o estudo de pilares desta natureza, foi o indicado para tal. No entanto, seria importante em projetos futuros realizar-se uma análise comparativa dos modelos de pilares reforçados recorrendo a outros programas da mesma natureza, como por exemplo o *OpenSees*, permitindo complementar a informação em termos de simulação numérica de pilares reforçados;
- 3) A estratégia utilizada para a simulação dos pilares reforçados com mantas e fibras de carbono, recorreu ao método de comportamento do betão confinado implementado no programa *SeismoStruct*. Será interessante estudar outras vias para incorporar na modelação numérica o efeito deste tipo de confinamento. Embora este estudo possa ser demasiado ambicioso no enquadramento de um trabalho da natureza do presente, poderão ser dados alguns passos nesta área que permitam avançar a investigação numa linha promissora.
- 4) A utilização das metodologias numéricas aplicadas no presente trabalho para estudar outros pilares, com diferentes geometrias e diferentes armaduras, por forma a complementar a aplicabilidade destes modelos, bem como os resultados numéricos obtidos para ações cíclicas biaxiais.

## BIBLIOGRAFIA

- Calabrese, A., Almeida, J., Pinho, R. (2010). *Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modelling of RC Frame Elements for Seismic Analysis*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 14, Special Issue 1, 38-68.
- CEN (2010). Eurocódigo 8 – *Projeto de Estruturas Para Resistência Aos Sismos Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas E Regras Para Edifícios* – European prEN 1998-1-1, Belgium.
- Delgado, P. (2009). *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Delgado, P., Monteiro, A., Arêde, A., Vila Pouca, N., Delgado, R., Costa, A. (2011). *Numerical Simulations of RC Hollow Piers Under Horizontal Cyclic Loading*. Journal of Earthquake Engineering, 15:6, 833-849.
- Delgado, P., Arêde, A., Vila Pouca, N., Rocha, P., Costa, A., Delgado, R. (2011). *Retrofit of RC Hollow Piers with CFRP Sheets*. Journal Composite Structures 94 (2012) 1280-1287.
- Ferracuti, B., Savoia, M. (2005). *Cyclic Behaviour of FRP-Wrapped Columns under Axial and Flexural Loadings*. Proceedings of the International Conference on Fracture, Turim, Itália.
- Filippou, F., Popov, E., Bertero, V. (1983). *Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Joints*. Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Granja, R. (2010). *Avaliação Experimental da Resposta Cíclica em Flexão Biaxial de Pilares de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- LESE, (2014). *Structural Assessment and Strengthening of Reinforced Concrete Columns under Horizontal Bi-Axial Loading*. Project PTDC/ECM/102221/2008, Universidade do Porto.
- Madas, P., Elnashai, A. (1992). A new passive confinement model for transient analysis of reinforced concrete structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, 409-431.
- Mander, J., Priestley, M., Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering, 114, 1804-1826.
- Martinez-Rueda, J., Elnashai, A. (1997). *A Confined Concrete Model under Cyclic Load*. Materials and Structures. 30, 139-147.
- Menegotto, M., Pinto, P. (1973). Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Suíça.
- Monti, G., Nisticó, N., Santini, S. (2001). *Design of Frp Jackets for Upgrade of Circular Bridge Piers*, Journal of Composites for Construction, Maio 2001, 5, 94-101.
- Park, R. (1989). *Evaluation of Ductility and Structural Assemblages from Laboratory Testing*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 22.
- Priestley, M., Park, R. (1987). *Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading*. ACI Structural Journal, 84, 61-76.

- Priestley, M. (2000). *Performance Based Seismic Design*. Bulletin of the New Zealand Society for earthquake, University of California, Nova Zelândia.
- Delgado, P., Rodrigues, V., Rocha, P., Santos, M., Arêde, A., Vila Pouca, N., Costa, A., Delgado, R. (2005). *Seismic Retrofitting of Structural Elements an Experimental Characterization*. 250<sup>th</sup> Anniversary of the 1755 Lisbon Earthquake, Outubro 2005, Lisboa.
- Rocha, P., Delgado, P., Rodrigues, V., Santos, M., Arêde, A., Vila Pouca, N., Costa, A., Delgado, R. (2006). *Seismic Rehabilitation of Reinforced Concrete Columns*. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 3-8 setembro 2006, 1210, Genebra, Suíça.
- Rocha, P., Delgado, P., Vila Pouca, N., Arêde, A., , Costa, A., Delgado, R. (2008). *Retrofit Technics For Cyclic Behaviour Improvement of RC Columns*. 14th World Conference on Earthquake Engineering, 12-17 Outubro 2008, Beijing, China.
- Rocha, P. (2011). *Reforço e Reparação de Pilares de Edifícios de Betão Armado em zonas Sísmicas*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Rocha, P., Delgado, P., Vila Pouca, N., Silva, J., Arêde, A., Delgado, R., Costa, A. (2012). *Calibration of the Numerical Response of Columns with Cyclic Loads*. 15th World Conference on Earthquake Engineering, 24-28 Setembro 2012, Lisboa.
- Rodrigues, V. (2005). *Reforço Sísmico de Pilares de Betão Armado – Análise e Avaliação Experimental*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Rodrigues, H., Arêde, A., Varum, H., Costa, A. (2010). *Comportamento Cíclico de Pilares de Betão Armado Sujeitos à Flexão Bi-Axial: Estudo Experimental*. Encontro Nacional de Betão Estrutural, 10, 11 e 12 de Novembro de 2010, Lisboa.
- Rodrigues, H. (2012). *Comportamento Sísmico Biaxial de Pilares de Betão Armado*. Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro.
- Rodrigues, H., Andrade-Campos, A., Arêde, A., Romão, X., Costa, A., Varum, H. (2012). *Simplified Model for the Non-Linear Behaviour Representation of Reinforced Concrete Columns Under Biaxial Bending*. 15th World Conference Earthquake Engineering, Lisboa.
- Rodrigues H., Arêde, A., Silva, J., Rocha, P., Furtado, A. (2014). *Experimental Study on Repaired and Retrofitted of RC Columns under Biaxial Cyclic Loading*. Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 25-29 Agosto 2014, Istambul, Turquia.
- SeismoSoft. (2007). *SeismoStruct- A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*.
- Silva, J., Rodrigues, H., Arêde, A., Rocha, P., Monteiro, A. (2013). *Experimental and Numerical Study of RC Columns under Biaxial Loading as Built*. 4<sup>th</sup> Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 12-14 June 2013, Grécia.
- Spoelstra M., Monti G. (1999). *FRP-Confined Concrete Model*. Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 3, pp. 143-150.
- Varum, H., Rodrigues, H., Fernandes, C., Costa, A., Arêde, A. (2009). *Seismic Behaviour and Strengthening of Existing Reinforced Concrete Structures*, Brasil.
- Varum, H. (1995). *Modelo Numérico para a Análise Sísmica de Pórticos Planos de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.



Vila Pouca, N. (2001). *Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminados em Betão Armado*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Vila Pouca, N., Arêde, A., Monteiro, A., Delgado, R., Delgado, P., Costa, A. (2009). *Modelação de Pilares Ocos de Betão Armado e Influência dos Efeitos de Corte na Resposta Numérica*. Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia, 29 de Junho a 2 de Julho 2009, Barcelona, Espanha.

Yankelevsky D., Reinhardt H. (1989). *Uniaxial Behaviour of Concrete in Cyclic Tension*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 1, pp. 166-182.